

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Porovnání vlivu horninových injektáží na ražbu stanice metra

**Comparison of the Influence of Rock Grouting on the Excavation
of the Underground Station**

Student:

Tomáš Urbánek

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.

Ostrava 2017

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Tomáš Urbánek**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Porovnání vlivu horninových injektáží na ražbu stanice metra**
Comparison of the Influence of Rock Grouting on the Excavation of the
Underground Station
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

- 1) Úvod, popis a základní údaje o stavebním objektu
- 2) Geologické a hydrogeologické poměry předmětné lokality, výsledky průzkumných prací
- 3) Variantní návrhy ražby stanice metra s ohledem na použití horninových injektáží
- 4) Provedení výpočtů v programech GEO MKP a MIDAS GTS NX pro navržené varianty a jejich vzájemné porovnání
- 4) Návrh geotechnického monitoringu
- 5) Závěr, analýza a porovnání výsledků, formulace doporučení

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Verfel J. *Injektování hornin a výstavba podzemních stěn*. Bratislava, 1992.
2. Klepsatel, F., Mařík, L., Frankovský, M. *Městské podzemní stavby*. Jaga: Bratislava, 2005. ISBN 80-8076-021-7.
3. Exner, K. *Ražení důlních děl*. 1. vyd. Ostrava: Vysoká škola báňská, 1991, 240 s. ISBN 80-707-8077-0.
4. Klepsatel, F., Kusý, P., Mařík, L. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. Jaga: Bratislava, 2003. ISBN 80-88905-43-5.
5. Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga: Bratislava, 2001. ISBN 80-88905-44-3.
6. Kolymbas, D. *Tunelling and Tunnel Mechanics*. Springer: Berlín, 2005. ISBN-10 3-540-25196-0.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2017

Datum odevzdání: 30.11.2017



doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- Byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č.121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ведо́мí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo - diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jeho využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, jež byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ведо́мí, že odevzdáním své práce souhlasím s jejím zveřejněním dle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

ANOTACE DIPLOMOVÉ PRÁCE

URBÁNEK, T. Porovnání vlivu horninových injektáží na ražbu stanice metra: diplomová práce. Ostrava: VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, 2017, 184 s. Vedoucí práce: doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Tato diplomová práce se zabývá problematikou vlivu horninových injektáží na výstavbu jižní části ražené jednolodní stanice metra Pankrác D a přestupních chodeb na nové trase D pražského metra. V úvodní části jsou rozepsány základní parametry nové trasy pražského metra a stanice Pankrác D včetně geologických hydrogeologických a geotechnických vlastností zemino-horninového prostředí. V další části se již věnuji samotnému technickému řešení prokazování vlivu horninových injektáží na provádění ražeb stanice, resp. na okolní stávající zástavbu, zejména tunely metra C. Navrhuji, jakým způsobem ověřit účinnost horninových injektáží v daném prostředí před ražbou samotné stanice. Detailně se věnuji 3D modelování a geotechnickým výpočtům ražeb v programu MIDAS GTS NX, včetně statistického vyhodnocení vstupů a výstupů metodou LHS. V jedné kapitole se věnuji též návrhu geotechnického monitoringu, a to jak povrchu (resp. stávající zástavby), tak stanice a přestupních chodeb během ražeb. V závěru vyhodnocuji vliv horninových injektáží na samotnou ražbu i na dotčenou stávající zástavbu, zejména tunely metra trasy C.

KLÍČOVÁ SLOVA: Metro, Stanice, Ražba, NRTM, injektáže, MIDAS GTS NX, LHS

DIPLOM THESES ANNOTATION

URBÁNEK, T. Comparison of the Influence of Rock Grouting on the Excavation of the Underground Station. Ostrava: VŠB – Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Department of Geotechnical and Underground Engineering, 2017, 184 s. Theses head: doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

This diplom thesis deals with the influence of rock injections on the construction of the southern part of the mined one-metro station Pankrác D and the interchanges on the new route Prague metro D. The introductory part describes the basic parameters of the new route of the Prague metro and station Pankrác D including the geological hydrogeological and geotechnical properties of the soil-rock environment. In the next part I deal with the actual technical solution of proving the influence of rock injections on the execution of the excavation of the station or, to the surrounding existing buildings, in particular metro C tunnels. I propose procedures for verifying the efficiency of rock injections in the given environment before excavating the station itself. I deal in detail with 3D modeling and geotechnical calculations of excavations in MIDAS GTS NX, including statistical evaluation of inputs and

outputs by the LHS method. In one chapter I deal with the design of geotechnical monitoring, the existing buildings, the station itself and the interchanges during the excavation. At the end, I evaluate the influence of the rock grouting on the excavation itself and on the existing existing buildings, in particular the tunnels of the metro line C.

KEY WORDS: Metro, Station, Mining, NATM, Injection, MIDAS GTS NX, LHS

Obsah diplomové práce:

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ	13
1 Úvod	16
1.1 Úkol diplomové práce.....	16
1.2 Projekt trasy D pražského metra (1)	16
1.3 Stanice metra Pankrác D.....	18
1.3.1 Účel objektu stanice.....	18
1.3.2 Umístění objektu stanice	18
1.3.3 Dispoziční řešení.....	19
1.3.4 Konstrukční řešení	20
1.3.5 Stávající nadzemní objekty.....	23
2 Geologické a hydrogeologické poměry (2)	26
2.1 Geologický a hydrogeologický průzkum	26
2.1.1 Vrtný průzkum.....	26
2.2 Geomorfologické poměry	30
2.3 Geologické poměry.....	30
2.3.1 Prostor stanice metra Pankrác	30
2.3.2 Horniny předkvartérního podkladu	34
2.3.3 Kvartérní pokryvné útvary	37
2.4 Hydrogeologické poměry.....	38
2.4.1 Charakteristika hydrogeologického masívu ordovických a silurských hornin	38

2.4.2	Charakteristika zvodnění vyšších teras	39
2.5	Geotechnické typy.....	39
2.5.1	Podélný geotechnický profil	39
2.5.2	Geotechnické typy základových půd.....	41
2.5.3	Geotechnické parametry základových půd	42
2.5.4	Doporučení plynoucí z geologického průzkumu	42
3	Technické řešení	43
3.1	Úvod	43
3.2	Injektážní pokus Kosovského souvrství	44
3.2.1	Obecně	44
3.2.2	Použité injektážní materiály	45
3.2.3	Protokoly injektáže	47
3.2.4	Presiometrická měření	49
3.2.5	Vyhodnocení zkoušky injektáže horninového prostředí	50
3.3	Doplňující geologický průzkum	52
3.3.1	Šachta – hloubení a primární ostění	53
3.3.2	Štoly geologického průzkumu – ražba a primární ostění	53
3.3.3	Zkoušky geologického průzkumu.....	57
3.3.4	Pokusné injektáže	64
3.4	Ražba stanice.....	67
4	Výpočetní modely a výpočty	68

4.1	Úvod	68
4.2	Sítě v modelu	69
4.2.1	Prvky sítě.....	69
4.2.2	Aproximační funkce jednotlivých prvků.....	70
4.2.3	Prvky použité v modelech	76
4.3	Materiálové modely uvažované ve výpočtech	76
4.3.1	Lineárně elastický model.....	76
4.3.2	Model Mohr-Coulomb	78
4.3.3	Mohr-Coulomb modifikovaný	82
4.4	Geotechnické parametry injektovaného horninového prostředí SP6	83
4.4.1	Modul pružnosti horninového prostředí.....	83
4.4.2	Odlehčovací modul pružnosti horninového prostředí pro MCM	84
4.4.3	Pevnostní charakteristiky proinjektované horniny.....	87
4.4.4	Statistické zpracování vstupních parametrů simulační metodou LHS (Latin Hypercube Sampling)	89
4.4.5	Výsledné charakteristiky proinjektované horniny zadávané do výpočtu	92
4.5	Zjednodušující předpoklady	93
4.5.1	Geologické souvrství.....	93
4.5.2	Sítě v modelech	96
4.5.3	Rozdělení výpočtu na 3 samostatné modely	103
4.5.4	Podzemní voda	104
4.6	Výpočetní modely.....	105

4.6.1	Parametry primárního ostění	105
4.6.2	Pohledy na celý model	107
4.6.3	A – Štoly geologického průzkumu.....	109
4.6.4	B – Ražba stanice Pankrác D.....	118
4.6.5	C – Ražba přestupních chodeb.....	129
4.7	Výsledky výpočtů.....	136
4.7.1	Sledované body pro vyhodnocení deformací	136
4.7.2	A – Štoly geologického průzkumu.....	137
4.7.3	B – Ražba stanice Pankrác D.....	141
4.7.4	C – Ražba přestupních chodeb.....	145
4.7.5	D – Celkové výsledky.....	149
4.7.6	Poklesová kotlina traťového tunelu metra C.....	152
5	Geotechnický monitoring.....	153
5.1	Úvod	153
5.2	Navržená měření a sledování	153
5.2.1	Monitoring stávajících objektů.....	153
5.2.2	Monitoring ražené části	159
6	Závěr	168
6.1	Očekávatelné skutečné deformace	169
6.1.1	Sledované body	169
6.1.2	Bod 1 – Klenba stanice	170

6.1.3	Bod 2 – Klenba přestupní chodby levé	170
6.1.4	Bod 3 – Klenba přestupní chodby pravé	171
6.1.5	Bod 4 – Traťový tunel “C” hloubený železobetonový	171
6.1.6	Bod 5 – Traťový tunel “C” ražený litinový	172
6.1.7	Souhrnná tabulka výsledných deformací	172
6.1.8	Vyhodnocení výsledných deformací	172
6.1.9	Vyhodnocení sedání traťových tunelů trasy C.....	173
6.2	Závěrečné zhodnocení	174
7	Seznam obrázků.....	175
8	Seznam tabulek	181
9	Citovaná literatura.....	183

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

a	Korekční součinitel
A	Plocha průřezu [m ²]
c	Soudržnost [kPa]
C _{ref}	Počáteční soudržnost [kPa]
C _{inc}	Změna soudržnosti s hloubkou [kPa]
D	Průměr vrtu před zkouškou (m)
E, E _p	Modul pružnosti [MPa]
E _{inc}	Změna modul pružnosti s hloubkou [MPa]
E _{oed}	Edometrický modul deformace [MPa]
E _{def}	Deformační modul [MPa]
E _{def,p}	Presiometrický modul přetvárnosti [MPa]
E _n	Náhradní modul pružnosti [MPa]
E _{ref}	Počáteční modul pružnosti [MPa]
EXT XX	Extenzometrický vrt
F _{ck}	Krychelná pevnost betonu v tlaku [MPa]
F _{ct}	Krychelná pevnost betonu v tahu [MPa]
FEM	Finite element method
H _n	Náhradní tloušťka ostění [m]
HGXXX	Vrt jádrový – hydrogeologický
IN X	Inklinometrický vrt
I _n	Moment setrvačnosti náhradního průřezu [m ⁴]
IAD	Integrovaná autobusová doprava
IGP	Inženýrsko-geologický průzkum

JXXX	Vrt jádrový
K ₀	Koeficient bočního tlaku [-]
KVG X	Konvergenční profil raženého díla
KVGŠ X	Konvergenční profil hloubené šachty
LHS	Latin Hypercube Sampling
MHD	Městská hromadná doprava
MKP	Metoda konečných prvků
NATM	New austrian tunnel method
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
OC	Obchodní centrum
p ₀	Presiometrický tlak v klidu (MPa)
p _f	Mez tečení (MPa)
PN	Stanice Pankrác na trase C
PN-D	Stanice Pankrác na trase D
PUR	Polyuretan
QTS	Klasifikační systém dle Tesaře
SB	Stříkaný beton
SO	Stavební objekt
S _{m,lim}	Konečné sednutí objektu [mm]
Δs/L	Nerovnoměrné sednutí [-]
T	Koeficient transmisivity [m ² .s ⁻¹]
TBM	Tunnel boring machine
TK	Temeno kolejnice
v _p	Základní objem středního článku prázdné sondy (l)
v _m	Objem vody natlačené do měřící buňky (l)
h.p.v.	Hladina podzemní vody

k	Koeficient filtrace [m.s-1]
w_l	Vlhkost na mezi tekutosti [%]
w_n	Vlhkost [%]
α_T	Součinitel tepelné roztažnosti [1/K]
β_{LD}	Výpočtová pevnost materiálu v tlaku [MPa]
δ	Úhel dilatance [°]
γ	Objemová tíha zeminy (horniny) [kN/m ³]
γ_{sat}	Objemová tíha saturované zeminy (horniny) [kN/m ³]
γ_{ref}	Hloubka, ve které byl určen počáteční modul pružn. (soudržnost)
ΔD	Dilatace stěny vrtu (m)
Δp_{ic}	Tlak působící na stěnu vrtu [MPa]
ν	Poissonovo číslo [-]
ϕ	Úhel vnitřního tření [°]
τ	Smykové napětí [kPa]
σ_n	Normálové napětí [kPa]
σ_d	Tlaková pevnost horniny [kPa]
σ_t	Tahová pevnost horniny [kPa]

1 Úvod

1.1 Úkol diplomové práce

Úkolem této diplomové práce je zhodnotit vliv horninových injektáží na ražbu jižní části jednolodní stanice Pankrác D a navazujících přestupních chodeb v první etapě výstavby trasy D pražského metra – s ohledem na minimalizaci rizik poškození traťových tunelů metra C, které se nacházejí v těsné blízkosti výrubu stanice.

1.2 Projekt trasy D pražského metra (1)

Čtvrtá trasa pražského metra byla zahrnuta již do prvních úvah o síti metra v Praze v 70. letech minulého století a dnes nabývá podobu konkrétního technického návrhu. Tato čtvrtá trasa – trasa D – je již od 90. let prostorově vymezena v územním plánu města jako propojení jižního sektoru Prahy s centrem metropole. Předmětem dlouholeté diskuze dopravních odborníků byla volba trasy, volba dopravního systému, etapizace výstavby i možnost postupného uvádění do provozu v reakci na současnou ekonomickou situaci.

První provozní úsek trasy D zahrnuje 10 stanic a jeho celková délka činí 10,6 km. V centru začíná u stanice metra Náměstí Míru na trase A, pokračuje přes Nusle a Pankrác do Nových Dvůrů, Libuše, a dále pak do Písnice, se současnými názvy stanic Náměstí Míru, Náměstí Bratří Synků, Pankrác, Olbrachtova, Nádraží Krč, Nemocnice Krč, Nové Dvory, Libuš, Písnice a Depo Písnice.

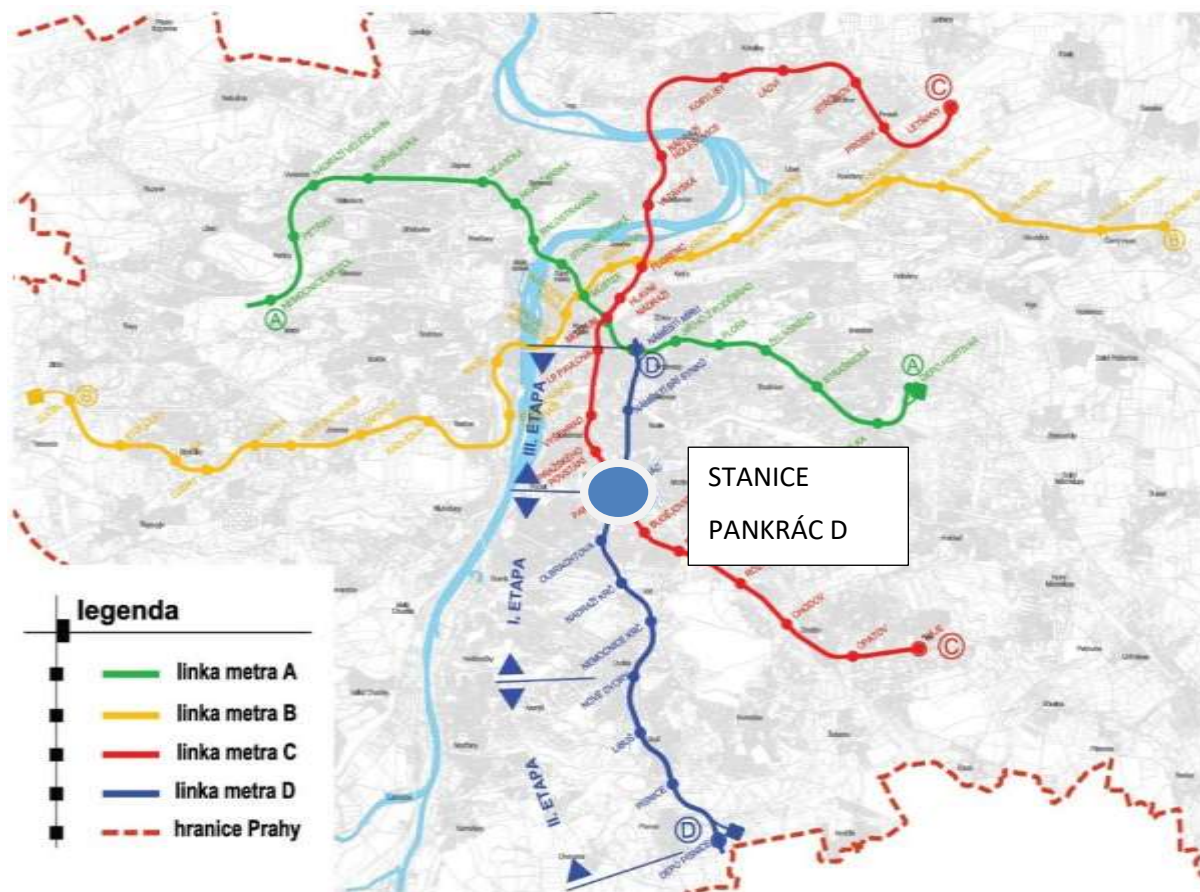
Nová trasa má dva základní účely a přínosy, tj. dva pilíře, na nichž celý projekt stojí:

1. Podél trasy – zásadně zlepšuje problematickou dopravní situaci v obsluze jižního sektoru města hromadnou dopravou (Krč, Lhotka, Novodvorská, Libuš a další sídlištní celky). Stávající nevyhovující autobusový návoz ke stanicím linky metra C je nahrazen kapacitní kolejovou dopravou, která v této části metropole zcela chybí. V přímo dotčené části města žije nyní cca 175 000 obyvatel a je zde asi 130 000 pracovních příležitostí.
2. Na jižním konci trasy – zabezpečuje žádoucí podchycení autobusové dopravy a části individuální automobilové dopravy z regionu: ve stanicích Písnice a Depo Písnice, na autobusových terminálech a záchytných parkovištích P+R na okraji města. Podstatná část

dopravy z regionu neproniká do komunikační sítě města, nezatěžuje tuto síť dopravně a její okolí ekologicky.

Další přínosy nové trasy metra jsou následující:

- Rozvoj města podél trasy – městotvorný urbanistický účinek nového komfortního dopravního spojení lze očekávat již během výstavby, vzrůst kvality městského prostředí a veřejného prostoru lze očekávat bezprostředně po jejím dokončení. Stejně tomu bylo u ostatních tras metra v Praze i jiných metropolích.
- Ekologické přínosy – redukce počtu autobusů: ze zastávky Nemocnice Krč v ranní špičce za hodinu odjíždí 141 autobusových spojů, tzn. v intervalu 25,5 sekundy.
- Zvýšení bezpečnosti dopravy – snížením počtu autobusů (městských i regionálních) a automobilů IAD z regionu v síti městských komunikací.
- Zajistí žádoucí odlehčení jižní části linky metra C, mj. spojené s razantním snížením obrátů stanice Kačerov a výhledově (po prodloužení linky z Pankráce na sever) i s odlehčením přestupního uzlu Muzeum.
- Prohloubí integraci hromadné dopravy vazbami k linkám metra C (Pankrác), metra A (Náměstí Míru) a k síti povrchové MHD i k dopravě železniční (Nádraží Krč).



Obrázek 1-1 – Celková situace pražského metra

1.3 Stanice metra Pankrác D

1.3.1 Účel objektu stanice

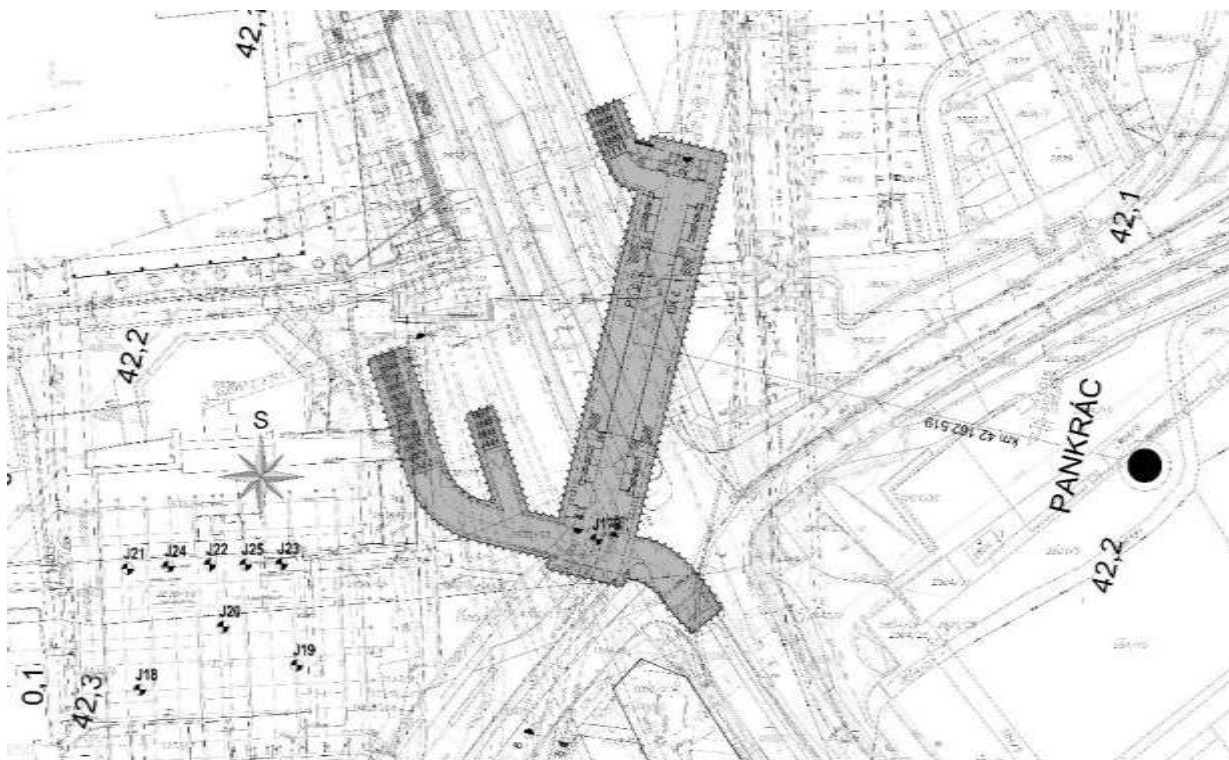
Ražená stanice metra Pankrác D (dále jen PN-D) je navržena jako přestupní uzel mezi novou trasou I.D a stávající trasou C. Navržené technické řešení umožňuje propojení se stanicí metra Pankrác C (dále jen (PN)) samostatným eskalátorovým tunelem ústícím ve stávajícím technologickém prostoru stanice PN za jihovýchodním koncem nástupiště. Pro výstup na terén využívá stanice PN-D stávající prostory stanice PN, doplněné o výstup na opačné straně ulice Na Pankráci v objektu Gemini s předpřipraveným prostorem pro vestavbu vestibulu. Výhledově se počítá s dobudováním vestibulu, umožňujícího výstup u stávajícího objektu pošty a Bauhausu v ulici Budějovická. Zde je pouze připraven připojovací krček výstupní chodby k budoucímu eskalátorovému tunelu a vestibulu.

1.3.2 Umístění objektu stanice

Stanice Pankrác D je umístěna ve směru trasy I. D, přibližně v severojižním směru v místě křížení ulic Na Pankráci, Budějovická a Na Strži. Vzhledem k délce oddílu, zahrnujícího rovněž obrátové

koleje za i před stanicí, demontážní komoru, technologický blok a přístupovou štolu s budoucí strojovnou hlavního větrání, zasahuje pod úroveň terénu rozsáhlé území pankrácké pláně. Ve směru trasy začíná na jihu napojením na obrátové koleje (ve směru stanice Olbrachtova) a končí na severu demontážní komorou před mostní konstrukcí v ulici 5. května, v místě budoucího napojení na traťové tunely TBM trasy I. D3.

Využitím existujících výstupů z metra C zůstanou zachovány stávající vazby na návaznou dopravu, s možností dodatečného napojení na plánované prodloužení tramvajové trati. Podpovrchový přístup na tramvajové zastávky v ulici Na Pankráci by byl v tomto případě zajištěn v rámci projektu tramvajové trati novým podchodem mezi stávajícím vestibulem stanice metra PN a vestibulem Gemini.



Obrázek 1-2 – Situace stanice

1.3.3 Dispoziční řešení

Stanice má přímou přestupní vazbu k východnímu čelu rekonstruované hloubené stanice Pankrác trasy C, a to pomocí nového hloubeného a částečně raženého objektu eskalátorového tunelu, situovaného do prostoru mezi stávajícími hloubenými traťovými tunely trasy C. Přímý vstup a výstup do okolního prostoru je zajištěn třemi nezávislými raženými eskalátorovými tunely. Ze severního čela vede eskalátorový tunel do první podzemní úrovně objektu obchodně administrativního centra Gemini, situovaného severovýchodně od ulice Na Pankráci. Z jižního

čela stanice trasy D je založena oboustranná příčná přestupní chodba. Směrem k OC Arkády se následně větví na přestupní eskalátorový tunel, ústící do úrovně nástupiště stanice trasy C, a na vstupní a výstupní eskalátorový tunel se šikmým výtahem, který ústí do první podzemní úrovně nového komplexu obchodních pasáží Arkády Pankrác, úrovně navazujících na stávající vestibul stanice trasy C. Všechny veřejně přístupné úrovně přestupního uzlu směr Arkády jsou navzájem bezbariérově propojeny systémem výtahů.

Směrem ke stávající budově pošty je navržen zárodek přestupní chodby umožňující dodatečné vybudování výstupu, který obslouží obě strany ulice Budějovická v návaznosti na ulici Na Strži.

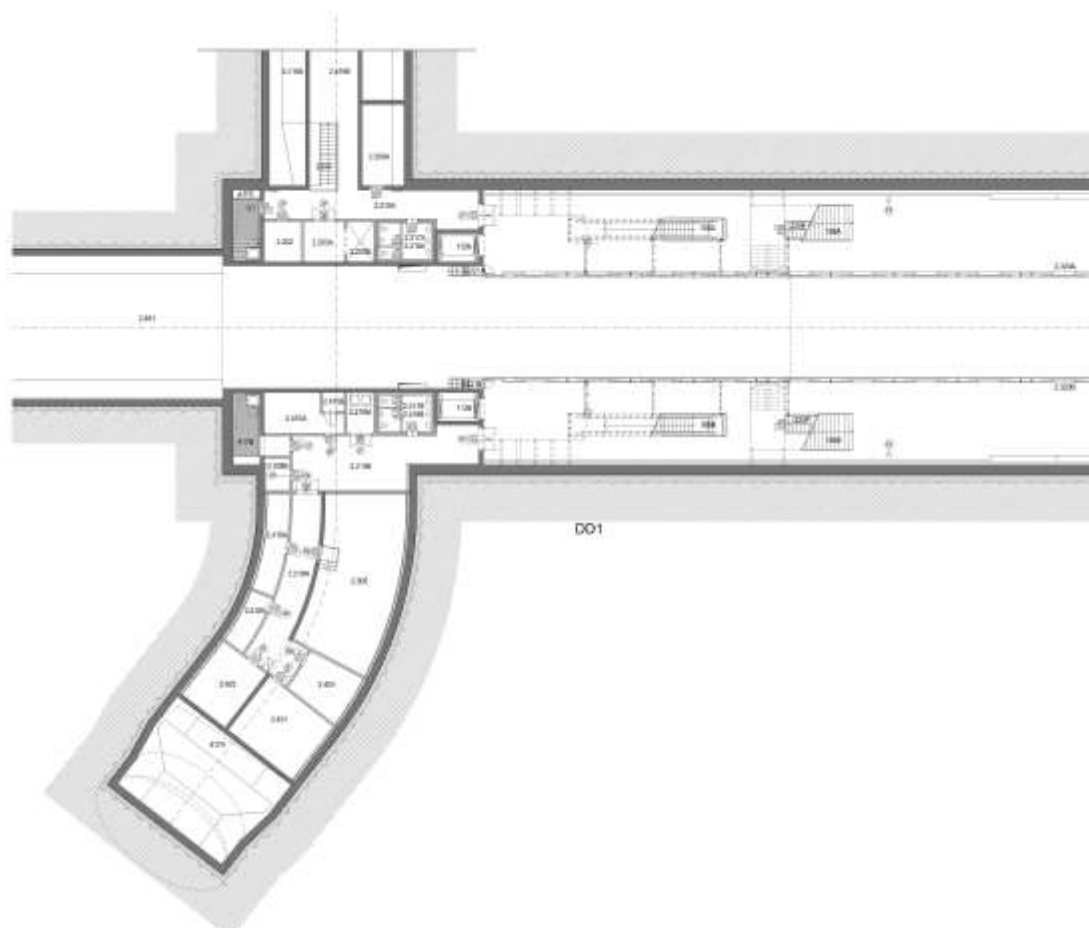
1.3.4 Konstrukční řešení

1.3.4.1 Stanice Pankrác D

Stanice Pankrác D je navržena jako jednolodní ražená stanice s bočními nástupišti šířky 5,99 m, délky 100,0 m a vzdáleností os kolejí 4,5 m. Výšková úroveň TK ve středu stanice se nachází v hloubce cca 33,0 m pod povrchem terénu.

Nosné svislé i vodorovné konstrukce jsou železobetonové. Jižní konec jednolodního profilu stanice navazuje na staniční dvoukolejný tunel ve směru k traťovému oddílu 12 a ke stanici Olbrachtova. Severní konec jednolodního profilu stanice navazuje na dvoukolejný tunel obrátových kolejí.

Základní profil stanice má plochu výrubu 343,7 m² a je navržen v celkové délce 129,7 m. Vnitřní dispozice stanice je řešena ve třech základních výškových úrovních (UPN, UN, UNN) s lokálními prohloubeními dna v místě křížení kabelových kanálů s příčnými únikovými trasami.



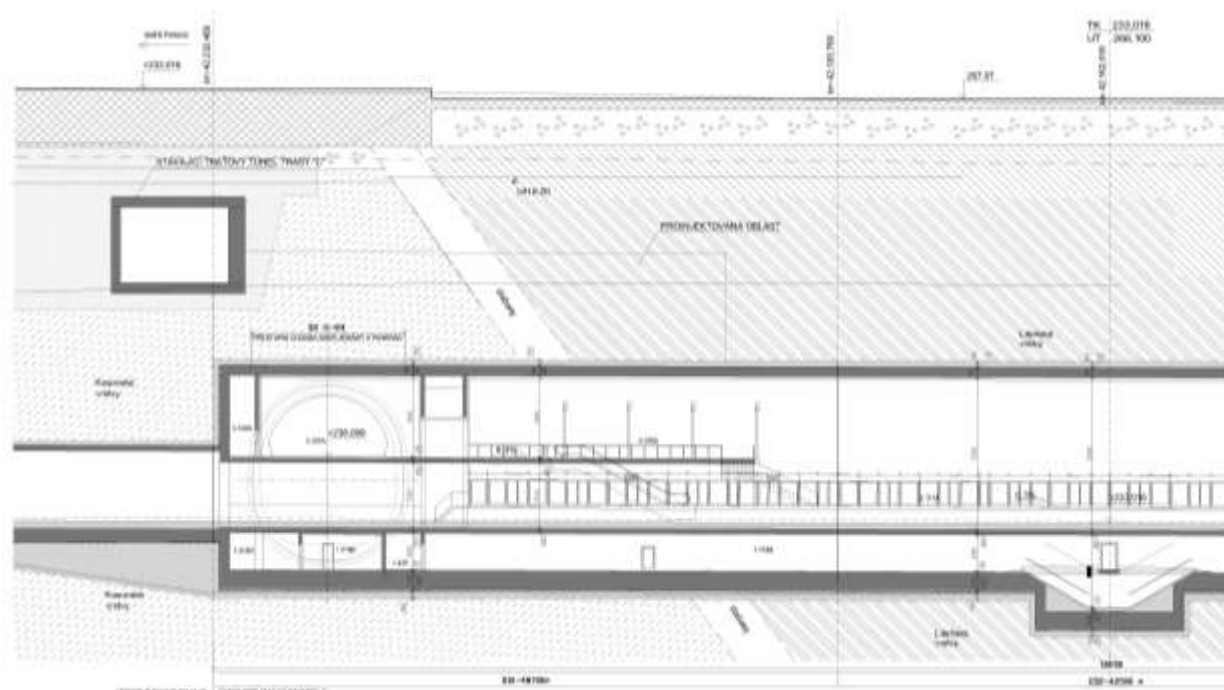
Obrázek 1-3 – Půdorys – Úroveň nástupiště

Vertikální členění stanice zachovává v koncích jednodlního profilu za nástupištěm třípodlažní uspořádání, v prostoru nástupiště je uspořádání dvoupodlažní.

Konstrukce ostění ražené stanice je dvouplášťová s mezilehlou foliovou izolací z PVC-P. Vnější primární ostění má tloušťku cca 450 mm a sestává ze stříkaného betonu na ocelové síti. Stříkaný beton je třídy SB 30 (C 25/30). Primární ostění musí zajistit výrub dočasně tak, aby se izolační plášť a vnitřní ostění mohly zabudovat s časovým odstupem až po vyražení celé stanice. Vnitřní definitivní ostění je navrženo z monolitického železobetonu třídy C 30/37 a má minimální tloušťku 750 mm.

Vnitřní nosné konstrukce vestavěné do tubusu jednodlní stanice jsou navrženy jako železobetonové z betonu třídy C 30/37. Vnitřní nosné konstrukce stěn a stropů jsou s k-cí základové desky a klenby stanice staticky propojeny přesahem výztuže, dodatečně vlepanou betonářskou výztuží nebo šroubovanými spojkami betonářské výztuže. Vlastní tubus stanice je navržen ve sklonu 0,3 %, se spádem směrem ke stanici Náměstí Bratří Synků. Vnitřní stropní k-ce tento sklon dodržují. Svislé k-ce jsou navrženy jako zcela svislé – např. s k-cí nástupiště tudíž nesvírají zcela pravý úhel. Do vnitřních k-cí stanice patří zejména železobetonové stěny pod

nástupištěm a deska nástupiště, k-ce stěn v místě zaústění eskalátorového tunelu, k-ce schodiště a výtahové šachty na nástupišti a konstrukce mezipodest vynesných ocelovými táhly do konstrukce definitivního ostění stanice.



Obrázek 1-4 – Podélný řez osou stanice

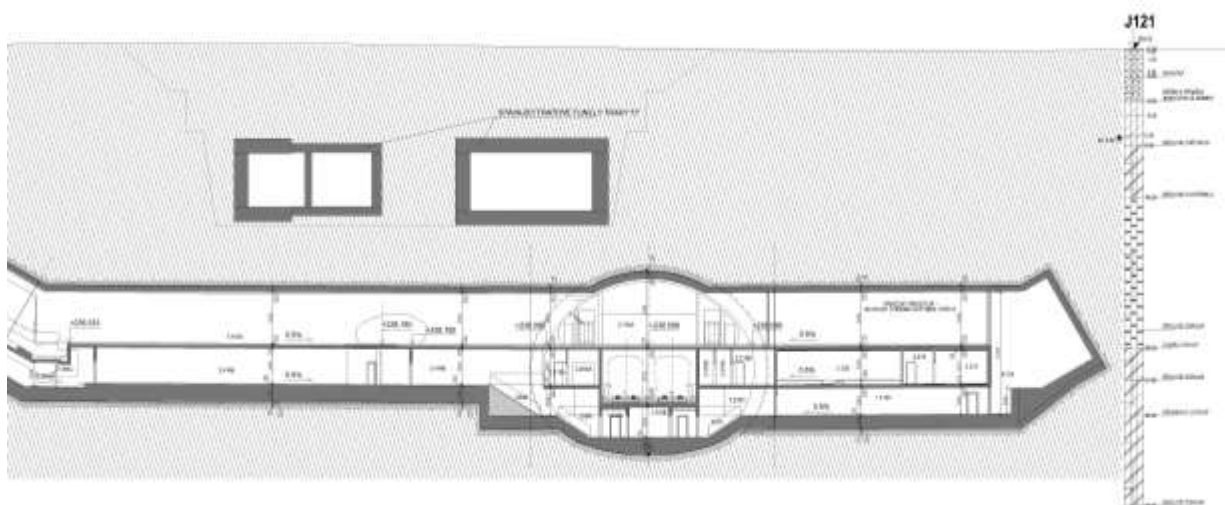
1.3.4.2 Eskalátorový tunel a přestupní chodba – Arkády

Objekt řeší ražený úsek a vystrojení eskalátorového tunelu a přestupní chodby od propojovacího krčku jednolodního profilu stanice PN-D po napojení na hloubenou konstrukci vestibulu Arkády. Součástí této chodby je také zárodek přestupní chodby ve směru k objektu pošty.

Eskalátorový tunel Arkády je dvoupodlažní s trojicí eskalátorů a šikmým výtahem v horní části a s technickou chodbou ve spodní části. Realizace se předpokládá z prostoru jámy pro vestibul Arkády.

Vlastní konstrukce tunelu zahrnuje definitivní ostění a mezistrop, který je uložený na podélných stěnách v prostoru technické chodby pod eskalátorem a po stranách na k-ci definitivního ostění. Tímto stropem a dvěma podélnými stěnami je prostor členěn na veřejný prostor eskalátorů nad stropem, technickou chodbu se schodištěm ve středním traktu pod stropem (předělenou po délce dvěma požárními přepážkami s požárními dveřmi) a dva VZT průduchy po stranách.

Přestupní chodba navazuje třípodlažním úsekem na propojovací krček stanice PN-D a po cca 6 m přechází na dvoupodlažní profil. V horní části je navržen veřejný prostor chodby pro veřejnost, ve spodní části se nachází technická chodba s kabelovými konstrukcemi.



Obrázek 1-5 – Podélný řez osou přestupních chodeb

Konstrukce ostění raženého eskalátorového tunelu je dvouplášťová s mezilehlou foliovou izolací z PVC-P. Vnitřní primární ostění je navrženo s min. tloušťkou 300 mm ze stříkaného betonu na ocelové síti. Stříkaný beton je třídy SB 30 (C 25/30). Vnitřní definitivní ostění je navrženo z monolitického železobetonu třídy C 30/37.

1.3.4.3 Eskalátorový tunel a přestupní chodba PN

Ražená konstrukce ET zaústěná do nově vybudovaného prostoru stanice PN a krátká přestupní chodba mezi eskalátory a přestupní chodbou Arkády je součástí tohoto objektu. Z hlediska realizace obsahuje provedení ražeb, izolací, definitivního ostění, vnitřních hrubých konstrukcí, prací HSV a PSV a architektonického řešení včetně dokončovacích prací. Přestup PN/PN-D je propojen pomocí přestupní chodby Arkády. Eskalátorový tunel je vzhledem ke konstrukčním a rozměrovým limitům prostupu do stanice navržen s menšími rozměry.

1.3.5 Stávající nadzemní objekty

V nadloží projektovaného raženého díla se sice nevyskytuje žádná nadzemní zástavba, ale ražba stanice bude probíhat přímo pod důležitými podzemními stavbami:

- Traťové tunely metra C mezistaničního úseku Pankrác-Budějovická. Stavba bude probíhat jak pod hloubenými tunely z železobetonového monolitického ostění s variabilními šířkami tak pod raženými úseky s montovaným litinovým ostěním

Φ 5,1/5,5 m. Nejmenší svislá vzdálenost mezi stávajícími tunely metra C a průzkumnými štolami bude cca 5,5 m.

- Kabelový tunel Pankrác – TR110/22 kV. Ostění tunelu je železobetonové monolitické. Nejmenší svislá vzdálenost mezi stávajícím kabelovým tunelem a průzkumnými štolami bude cca 7,1 m.

Na hranici zóny očekávaných poklesů a v zóně seismického ovlivnění při případných trhacích pracích se nacházejí následující objekty:

- Na pozemku 2838/54 se nachází budova číslo popisné 1721 (bývalý Motokov). Předpokládaná zóna ovlivnění nezasáhne samotnou výškovou část budovy, ale pouze vstupní objekty.
- Na pozemcích 2838/65, 2838/66, 1133/3 a 1133/4 v současné době probíhá stavba nové administrativní budovy CITY DECO. Předpokládaná zóna ovlivnění by mohla zasáhnout cca 1/3 tohoto objektu.

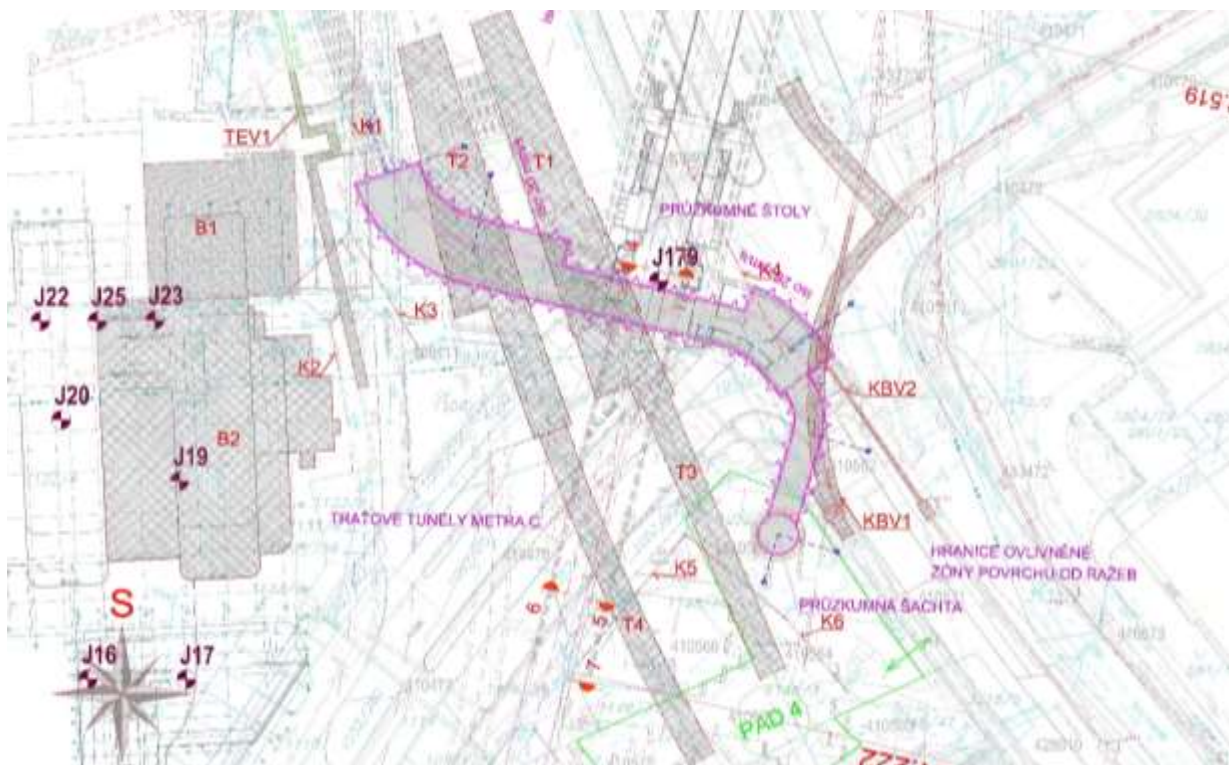
Ražený objekt dále podchází inženýrské sítě a silnici v křižovatce ulic Na Strži a Budějovická. Je navrženo sledování poklesů terénu nivelačními profily.

Na všechny tyto objekty (resp. jejich části) musí být zpracovány znalecké posudky. Všechny tyto objekty musejí být zahrnuty do programu geotechnického monitoringu a budou pravidelně sledovány při ražbě se zaměřením na sledování nivelace objektů, měření náklonů, vývoje trhlin a periodické prohlídky. V případě použití trhacích prací proběhne také měření seismicity. Zjištěný technický stav objektů dle pasportizace musí sloužit jako výchozí podklad pro případný návrh trhacích prací.

1.3.5.1 Traťové tunely metra C

číslo	popis	profil	min. vzdálenost od klenby středního staničního tunelu (m)
T1	hloubený	proměnný	5,5
T2	hloubený	proměnný	5,5
T3	ražený	Φ 5,1 m	neprochází nad ražbou
T4	ražený	Φ 5,1 m	neprochází nad ražbou

Tabulka 1 – Traťové tunely metra C



Obrázek 1-6 – Situace průzkumného díla a traťových tunelů C

1.3.5.2 Objekty v zóně deformačního ovlivnění

Na hranici zóny očekávaných poklesů se nachází objekt číslo popisné 1721 (bývalý Motokov), na pozemcích 2838/65, 2838/66, 1133/3 a 1133/4 v současné době probíhá stavba nové administrativní budovy CITY DECO.

V rámci doplňkového průzkumu byly v zájmovém prostoru křížení stanice Pankrác a stávajících traťových tunelů metra C odvrtny celkem 2 vrty (označené J179 a J180) o úhrnné metrži 88,3 bm.

Ve všech sondách byla v průběhu vrtání sledována naražená hladina podzemní vody (před použitím výplachu) a ustálená hladina podzemní vody (min. po 24 hodinách po odvrtní).

Vrtné jádro bylo ukládáno do typizovaných vzorkovnic, kde byla prováděna jeho průběžná fotodokumentace, primární geologická a geotechnická dokumentace a odběry vzorků zemin a hornin. Ve vrtu J179 byla dále provedena karotážní měření. Po ukončení všech výše uvedených prací byly inženýrskogeologické vrty likvidovány hutněným záhozem a okolní terén byl upraven do předchozího stavu.

Všechny vrty byly hloubeny stejnou technologií vrtání jádrově rotačním způsobem. Svrchní vrstvy (zeminy kvartérního pokryvu a zvětralé a slabě zpevněné horniny předkvartérního podkladu) byly vrtány jednoduchými jádrovkami „na sucho“ bez použití výplachového media tvrdokovovými korunkami o průměru 175 mm. V pevných horninách byly vrty hloubeny dvojitou jádrovkou Craelius WL-NQ s osazenými diamantovými vrtnými korunkami řezného průměru 76 mm při použití vodního výplachu, případně s aplikací polymeru Agripol. Vrty byly provedeny stejnou vrtnou soupravou i stejnou vrtnou osádkou.

Rozdíly mezi jednotlivými vrty – především celkový výnos jádra a hodnota RQD – tak nemohou být způsobeny použitou technologií vrtání, parametry vrtání (např. přítlak, rychlost otáček, velikost výplachu apod.) nebo přístupem vrtné osádky.

Především velmi nízký výnos vrtného jádra svědčí o tom, že při vrtání byly při hloubení vrtu J179 značné problémy. Ty se projevovaly zejména v hloubkové úrovni cca 20–25 m. V tomto intervalu je minimální až žádný výnos vrtného jádra, současně zde docházelo k vypadávání úlomků hornin ze stěn do vrtného stvolu. Při karotážních měřeních musel být vrt až do hloubky 25 m zapažen, aby byla zajištěna průchodnost pro jednotlivé karotážní sondy. Při vrtání také docházelo pouhým prouděním výplachového média k rozplavování horniny v jádrovce.



Obrázek 2-2 – Sonda J179, rozplavování povrchu vrtného jádra prouděním výplachového média – viz šipka

Vrty J121 a J179 byly provedeny pouze cca 17 m od sebe. Přesto však vrt J179 vykazoval výrazně horší parametry, a to prakticky ve všech ohledech, především pak v prostředí ordovických hornin Kosovského souvrství. Byl dokumentován především výrazně horší výnos vrtného jádra a index RQD, což jsou dost výstižné popisné charakteristiky horninového prostředí. Také geomechanické parametry ověřené v obou vrtech karotážním měřením zjistily horší stav masívu ve vrtu J179.

Následující fotodokumentace prezentují charakteristické úseky vrtného jádra v jednotlivých vrtech.



Obrázek 2-3 – Sonda J121, diabas – typický vzhled vrtného jádra



Obrázek 2-4 – Sonda J179, diabas – typický vzhled vrtného jádra. Prostředí diabasů je v obou sondách velice podobné



Obrázek 2-5 – Sonda J121, Kosovské souvrství – Jílovitoprachovité břidlice s polohami křemců
a křemitých pískovců – typický vzhled vrtného jádra



Obrázek 2-6 – Sonda J179, Kosovské souvrství – Jílovitoprachovité břidlice s polohami křemenců a křemitých pískovců – výrazně horší výnos i hodnota RQD

2.2 Geomorfologické poměry

Sledované zájmové území geomorfologicky patří k Pražské plošině. Povrch území je v této části stavby převážně plochý důsledkem erozivní a akumulární činnosti Vltavy.

2.3 Geologické poměry

2.3.1 Prostor stanice metra Pankrác

V zájmovém prostoru vlastní jednolodní stanice Pankrác byly provedeny celkem 3 průzkumné vrty: HG120, J121 a nová J179.

Sonda HG120 byla vyhloubena v horninách kopaninského souvrství silurského stáří. V tomto souvrství se velmi nepravidelně střídají různé sedimentární horniny. Jsou zastoupeny prachovitými břidlicemi, tufitickými břidlicemi a tufy s nepravidelnými polohami vápenců a s proniky vulkanických vyvřelých hornin – diabasů. Mocnost jednotlivých vrstev je velmi proměnlivá a kolísá mezi cca 0,4–2,0 m. Velmi časté jsou však i drobné polohy mocnosti kolem 20 cm nebo naopak mocnější vrstvy až do cca 5 m. Jedná se o relativně pevné horniny, ale např. u břidlic je pevnost velmi proměnlivá v závislosti na velikosti vápnité nebo tufitické příměsi. Břidlice jsou ve zdravém a navětralém stavu převážně třídy pevnosti R4–R3, vápence a diabasy třídy pevnosti R3–R2. Hustota diskontinuit je převážně velká až střední, obecně je u břidlic hustota diskontinuit větší než u vápenců a diabasů.

Stejné horniny byly zastiženy i v blízkém vrtu HG119. V prostoru tohoto vrtu se v současné době hloubí stavební jáma pro založení nové administrativní budovy. Také zde byly zastiženy horniny kopaninského souvrství – především různé břidlice s polohami vápenců.

Na následujících fotografiích jsou zdokumentovány charakteristické horniny zastižené ve stavebních jámách okolních staveb.



Obrázek 2-7 – Pohled na slabě navětralé vápenité břidlice s polohami zdravých vápenců – Liteňské souvrství



Obrázek 2-8 – Pohled na rubaninu ze zdravých břidlic a vápenců



Obrázek 2-9 – Dobový pohled na stavební jámu pro výstavbu hloubených tunelů metra C

Sonda J121 zastihla hranici mezi horninami silurského stáří a horninami ordovického stáří v jejich podloží. Ze silurských hornin byly zastiženy horniny Liteňského souvrství. Jsou to jílovitoprachovité vápnité břidlice, ve zdravém stavu většinou třídy pevnosti R4. Hustota diskontinuit je převážně velká. Pod nimi se vyskytují diabasy – jedná se o výlevné vulkanické horniny ve zdravém až navětralém stavu převážně třídy pevnosti R3. Hustota diskontinuit je zde většinou střední. Ordovické horniny jsou zastoupeny horninami Kosovského souvrství. Jedná se o flyšové souvrství, kde dochází k rychlému střídání jílovitých, prachovitých a písčitých tence vrstevnatých břidlic a destičkovitě až lavicovitě odlučných křemenných pískovců, křemenců a drob. Celkově převládají měkkí břidlice nad pevnými křemenci. Mocnost jednotlivých poloh je značně proměnlivá – u břidlic mezi cca 20–250 cm, u křemenců mezi cca 5–90 cm; místy se však vyskytují i polohy mocnější. Také pevnostně se tyto horniny velmi liší – břidlice mají většinou pevnost třídy R4, místy i R5, křemence náležejí do třídy R2. Hustota diskontinuit v souvrství je převážně velká.

Sonda J179 opět zastihla hranici mezi horninami silurského a ordovického stáří, ale bez liteňských břidlic. Ze silurských hornin byly zastiženy diabasy – jedná se o výlevné vulkanické horniny ve zdravém až navětralém stavu převážně třídy pevnosti R3, místy až R2. Hustota diskontinuit je zde převážně střední, místy až velká. Ordovické horniny jsou zastoupeny horninami Kosovského souvrství. Jedná se o flyšové souvrství, kde dochází k rychlému střídání jílovitých, prachovitých a písčitých tence vrstevnatých břidlic a destičkovitě až lavicovitě odlučných křemenných pískovců, křemenců a drob. Celkově převládají měkkí břidlice nad pevnými křemenci. Mocnost jednotlivých poloh je značně proměnlivá – u břidlic mezi cca 20–300 cm, u křemenců mezi cca 5–80 cm; místy se však vyskytují i polohy mocnější. Také pevnostně se tyto horniny velmi liší – břidlice mají většinou pevnost třídy R4, místy podružně až R3, křemence a pískovce náležejí do třídy R2. Celkově převažuje hustota diskontinuit v souvrství velmi velká až velká.

Ve vrtu J179 byla také zastižena mimořádná mocnost navážek, a to až do hloubky cca 7,0 m pod terén. V intervalu cca 1,9–5,4 m bylo vrtáno ve dřevě ošetřeném karbolou – pravděpodobně byla zastižena bývalá záporová stěna staré stavební jámy ze stavby stanice a trasy metra C ze začátku 70. let.



Obrázek 2-10 – Sonda J179 – Interval 1,9–5,4 m s polohou dřeva (výdřeva mezi záporami)

2.3.2 Horniny předkvartérního podkladu

2.3.2.1 Paleozoikum – ordovik (O)

- Králodvorské souvrství

Králodvorské břidlice jsou velmi jemné, jílovité, velmi jemně slídnaté (mikroskopicky), makroskopicky až bezslídné, tenké vrstevnaté až lupenité, na vrstevních plochách vlhké a na dotek hebké až mastné. Jejich barva je šedá až zelenošedá, v dosahu zvětrávacích procesů se mění na olivově zelenou. Břidlice jsou měkké a slabě diageneticky zpevněné. Podléhají intenzivnímu a hlubokému zvětrání a rozpadají se na zelenohnědou jílovitou hlínu s drobnými šupinkovitými střípky navětralých břidlic. Jak břidlice bohdalecké, tak králodvorské obsahují vysoké procento pyritu, který se při procesu kyzového zvětrání rozkládá v krystaly sádrovce a v povlaky síranů. Celková mocnost králodvorských břidlic je cca 60–80 m. Horniny i jejich zvětraliny jsou náchylné k sesouvání, protože vrstevní plochy i úlomky břidlic jsou velice hladké a kluzké. V případě výskytu sádrovce je aktuální bobtnání s destruktivními projevy.

- Kosovské souvrství

Kosovské vrstvy jsou nemladším ordovickým souvrstvím. Jedná se o flyšové souvrství, kde dochází k rychlému střídání zelenavých jílovitých, prachovitých a písčitých tenké vrstevnatých břidlic a destičkovitě až lavicovitě odlučných křemenných pískovců, křemenců a drob. Ve svrchní části souvrství převládají hrubozrnné lavicovité pískovce, břidličné vložky zde chybí. Celková mocnost souvrství se pohybuje kolem cca 80–120 m. Jako celek jsou kosovské vrstvy odolnější

proti zvětrávání a v reliéfu území se projevují jako hřbety vyvýšenin. Horniny jsou také značně tektonicky porušené, silně rozpukané a na odlučných plochách silně limonitizované. Vlivem flyšového charakteru jsou také náchylné k sesouvání.

2.3.2.2 Žilné horniny

Na konci ordoviku se začíná projevovat vulkanická činnost, jejíž produktem jsou právě i ložní žíly minet. Minety jsou žilné syenitické horniny tvořené převážně živcem a tmavou slídou. Vyskytují se v omezeném rozsahu v bohdaleckých, královských a kosovských vrstvách. Jedná se o horniny podstatně tvrdší než okolní jílovité břidlice.

2.3.2.3 Paleozoikum – silur (S)

Na podloží ordovických hornin spočívají mladší, konkordantně uložené silurské horniny. V siluru sedimentace jílovitých a písčitých sedimentů postupně přechází do sedimentace karbonátové a je spjata s vulkanismem, jehož produktem jsou diabasy.

V oblasti Pankráce trasa projektovaného metra přechází přes jádro synklinály budované silurskými horninami zastoupenými souvrstvím liteňským, kopaninským a přídolským.

- Liteňské souvrství

Liteňské souvrství (dále se podrobněji dělí na želkovické, lithlavské a motolské vrstvy) je vyvinuto jako tmavě šedé až černé, jílovité až prachovité vápnité břidlice. Ve své svrchní části obsahuje časté polohy a čočky velmi pevných vápenců. Časté jsou také polohy tufitů. Celková mocnost liteňských vrstev činí kolem 30–80 m. Vlastní břidlice jsou tence deskovitě vrstevnaté s velmi hojnou graptolitovou faunou na vrstevních plochách. Vrstevnatost je však často téměř neznatelná a jako hlavní predisponované plochy rozpadu se uplatňují pukliny.

- Kopaninské souvrství

Kopaninské souvrství je faciálně velmi pestré. Spodní část je vyvinuta převážně jako hnědošedé až černé vápnité, jílovité a prachovité břidlice s graptolitovou faunou, které obsahují hojně polohy, čočky a konkrece vápenců a polohy s příměsí vulkanických hornin – tufitické břidlice a tufy. Na rozhraní liteňských a kopaninských vrstev je v celé oblasti vyvinuta poloha tufů, tufitů a diabasů. Směrem do nadloží přibývá poloh vápenců a v nejvyšší poloze je vyvinuta ortocerová lavice z jemnozrnných vápenců o mocnosti asi 1 m. Břidlice jsou tence deskovitě vrstevnaté, hustě rozpukané, s hladkými a rovnými vrstevními plochami. Vápence jsou deskovité až

lavicovité, výrazně pevnější a odolnější proti zvětrávání. Celková mocnost souvrství je cca 110–250 m.

- Vulkanické horniny

Na svrchnoordovické a spodnosilurské sedimenty je vázán diabasový vulkanismus, při kterém dochází k podmořským výlevům vulkanických těles doprovázených sopečnými vyvrženinami, tufy a tufity. Diabasy jsou zelenavě šedé, obecně velmi tvrdé, s charakteristickou ofitickou strukturou, kulovité či polštářovité odlučnosti. Zcela nepravidelně tvoří také silně zvětralé polohy hornin s jílovitým rozpadem. Diabasy tvoří především proniky ložních žil nebo plošné výlevy v různých hloubkách sedimentace zejména na rozhraní kosovských a liteňských, případně liteňských a kopaninských vrstev. Izolované výskyty však byly dokumentovány i ve vrstvách liteňských nebo kopaninských. Diabasové žíly zde dosahují maximální mocnosti 10–30 m. Diabasový vulkanismus je doprovázen sedimentací tufů a tufitů. Jedná se o prachovité břidlice s příměsí vulkanického popela.

2.3.2.4 Tektonické poměry předkvartérního podkladu

- Paleozoikum

Generální směr všech paleozoických vrstev a souvrství v daném území je VSV–ZJZ. Horniny jsou složitě zvrásněné do mísovitého útvaru – synklinoria, kdy osa této struktury prochází přibližně oblastí Pankrácké planiny v km cca 41,820. Na sever od této osy je sklon vrstev převážně k JJV, kdežto v jižní části trasy jsou vrstvy ukloněny hlavně k SSZ. Úklon vrstev je velmi proměnlivý, nejčastěji mezi 30°–60°. Vlivem detailního provrásnění, tektonického porušení a přesmyků však dochází i k odlišným směrovým a sklonovým poměrům.

Jednotlivá souvrství tvoří pruhy o relativně známé mocnosti, avšak díky detailnímu provrásnění hornin a následkem tektonických pohybů se jejich výskyt může rozšířit na pruhy mnohem širší a rozsáhlejší. Také jednotlivé vrstvy se mohou vyskytovat opakovaně. Vrásňavá stavba je v zájmovém území poměrně složitá. Tvoří ji vrásy převážně stometrového řádu, a to přímé, šikmé i překocené.

Zlomové struktury porušující paleozoické horniny lze rozdělit na směrné a příčné.

Směrné zlomy jsou vesměs přesmyky a mají směr generálně shodný se směrem vrstev, tj. VSV–ZJZ, jejich sklon pak může být k JV i k SZ. Tyto přesmyky způsobují opakování jednotlivých stratigrafických jednotek.

Příčné zlomy jsou poruchy většinou směru cca SZ–JV, tedy přibližně kolmé či mírně kosé ke směru vrstev. Tyto dislokace s vertikálním nebo horizontálním posunem přerušují průběh jednotlivých souvrství, způsobují jejich vzájemné posunutí, a také mohou způsobovat opakování jednotlivých vrstev.

Všechny tektonické poruchy znamenají vždy oslabení pevnosti hornin. V mapových podkladech mohou být interpretovány pouze poruchy většího významu a rozsahu. Velké množství drobnějších poruch lokálního významu nemůže být v použitém měřítku vyjádřeno, přestože byly pozorovány v odkryvech nebo zjištěny při geologické dokumentaci čeleb traťových tunelů metra.

Další významný faktor ovlivňující kvalitu hornin předkvartérního podkladu představuje hloubka a stupeň jejich zvětrání. Hloubka zvětrávání je ovlivněna souhrnem několika činitelů, z nichž nejdůležitější je petrografický charakter hornin (jílovité břidlice zvětrávají snadněji než pískovce či křemence) a faktor časový (čím déle je hornina vystavena zvětrávacím procesům, tím je větší i stupeň jejího zvětrání). Hloubku zvětrání taktéž ovlivňuje tektonické porušení horniny (podél tektonických linií jsou horniny více podrcené a může zde snadněji proudit podzemní voda).

Všechny horniny jsou postiženy, podle svého petrografického složení, různým stupněm zvětrávacích procesů, které zasahují do hloubek (s výjimkou tektonicky porušených hornin) cca 2–8 m. Poněkud menší mocnost zvětrání je v místech vodotečí, kde jsou polohy více zvětralých hornin částečně erodovány.

2.3.3 Kvartérní pokryvné útvary

Horniny předkvartérního podkladu jsou v zájmovém území překryty kvartérními sedimenty zastoupenými především uloženinami fluviálními, deluviálními a antropogenními.

- **Fluviální sedimenty**

Značné rozšíření mají fluviální (náplavové) sedimenty vyšších terasových stupňů Vltavy.

Vyšší terasové stupně Vltavy se se svými uloženinami vyskytují především na území pankrácké plošiny (terasa pankrácká). Pankrácká terasa má mocnost cca 5–10 m a její báze se pohybuje kolem 261–265 m n. m. Jako materiál teras převažují hlinité písky a písky s kolísajícím podílem štěrku, především při bázi písčité štěrky s valouny a kameny, při povrchu pak písčité hlíny. Jejich složení je však značně proměnlivé (např. uloženiny pankrácké terasy jsou výrazně zahliněné až

zajílované a velmi málo propustné). Vyšší terasy oproti nižším mají druhotně větší obsah prachovité a jílovité frakce a zeminy jsou více ulehle.

- Antropogenní sedimenty (navážky)

Antropogenní navážky a zásypy vznikaly po celou dobu osídlování a jsou velmi rozšířenými uloženinami především na hustě a dlouho osídleném území Prahy. Jsou rozšířeny zejména v prostoru zásypů po stavební jámě, ve které byla povrchově stavěna stanice metra C Pankrác a navazující traťové tunely směrem ke stanici Budějovická. Ve vrtu J179 byly zastiženy navážky do hloubky cca 7,0 m pod terén. Do hloubky cca 5,4 m bylo vrtáno ve dřevě ošetřeném karbolkou – pravděpodobně byla zastižena bývalá záporová stěna.

2.4 Hydrogeologické poměry

Zásoby podzemní vody vznikají v prostoru stanice metra Pankrác pouze z atmosférických srážek. Množství infiltrované vody je rovněž závislé na stupni a charakteru zástavby infiltračního území. Vzhledem k tomu je nutno počítat s výrazným kolísáním hladiny podzemní vody a vydatnosti objektů v závislosti na srážkách. Režim podzemní vody je v území také neustále narušován probíhající stavební činností a měnicími se drenážními účinky staveb. Významným zdrojem jsou i úniky z netěsných inženýrských sítí (vodovody a kanalizace).

2.4.1 Charakteristika hydrogeologického masívu ordovických a silurských hornin

Hydrogeologická funkce ordovických a silurských hornin je i přes jejich rozdílné litologické složení dosti podobná.

Zvodnělé horniny skalního podloží lze řadit ke hydrogeologickému masívu s puklinovou propustností a volnou nebo jen slabě napjatou hladinou podzemní vody. Hladina podzemní vody zjištěná v prostoru stanice Pankrác se pohybuje v hloubkách 5–8 m a je ovlivňována drenážním účinkem okolních staveb. Dle informací projektanta je v okolí stanice metra trasy C Pankrác vybudován systém pro umělé snížení hladiny podzemní vody z důvodu omezení vztlaku působícího na stavbu. Funkčnost tohoto systému však není známa.

Zjištěné hodnoty hydraulické vodivosti horninového masívu (koeficientu filtrace) jsou v rozmezí $2,97 \cdot 10^{-7}$ až $1,22 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Podzemní vody v břidličných souvrstvích s rozptýlenými sulfidy jsou většinou kalcium-sulfátového typu se střední až vysokou síranovou agresivitou vůči betonovým konstrukcím.

2.4.2 Charakteristika zvodnění vyšších teras

Pankrácká terasa je nejvyšší terasou a tvoří nejvyšší část Pankráce. Její mocnost činí až 7 m a svou bází zasahuje až na úroveň cca 261 m n. m. Svrchní část terasy je dosti zahliněná, ve spodní části jsou písčité štěrky s valouny do 7 cm (při bázi až 20 cm). Terasa je zvodnělá pouze lokálně a při bázi v mocnosti cca 1 m. Jedná se o průlinové zvodnění s volnou hladinou podzemní vody, které je dotované pouze z atmosférických srážek. Kolísání hladiny je silně závislé na intenzitě srážek. V okolí stanice Pankrác bylo ověřeno, že pokryvné terasové uloženiny nejsou zvodnělé.

Koeficient filtrace terasových štěrků se pohybuje v poměrně širokém rozmezí $9,0 \cdot 10^{-7}$ až $4,9 \cdot 10^{-5}$ m/s. Převažují vody s mírně kyselou reakcí.

2.5 Geotechnické typy

2.5.1 Podélný geotechnický profil

Z provedeného geologického a hydrogeologického průzkumu bylo horninové prostředí rozděleno na kvazibloky do tříd typů hornin (GT – Ground type), které sdružují horniny dle podobného chování i podobných fyzikálních a popisných vlastností. Rozdělení jednotlivých geotypů v horninovém prostředí stanice Pankrác D je zřejmé z podélného řezu. Fyzikální, přetvárné a pevnostní parametry z geotechnického průzkumu jednotlivých geotechnických typů jsou uvedeny v tabulce.

2.5.2 Geotechnické typy základových půd

V prostoru stanice jsou základové půdy vytvářeny následujícími geotechnickými typy:

GT	Zeminy	ČSN 73 6133	Mocnost
Kvartérní uložení			
AN	Souvrství navážek – jedná se o zeminy velmi proměnlivého složení (od cihel a čistého stavebního odpadu přes škváru až po písčitohlinité zeminy se štěrkem). Navážky jsou středně ulehle.	Y-„F“, „S“, „G“	1,7–2,8 m
FN	Souvrství písčitohlinitých, hlinitých a jílovitých zemin převážně tuhé konzistence, lokálně byla zdokumentována i konzistence měkká anebo pevná.	F2 CG, F4 CS, cfbcfbfbF6 CI, F7 MH	1,3–4,5 m
QT1	Písčité zeminy s proměnlivou příměsí jemnozrnné frakce s podílem štěrkovité frakce, středně ulehle, resp. s tuhou konzistencí jemnozrnné výplně. Zeminy často přecházejí do štěrků.	S3 S-F, S5 SC	1,3–3,7 m
QT2	Štěrk s proměnlivou příměsí jemnozrnné frakce, středně ulehle, resp. s tuhou až pevnou konzistencí jemnozrnné výplně, často s příměsí kamenů do velikosti 15 cm. Zeminy často přecházejí do písků.	G3 G-F, G5 GC	1,2–2,2 m

Tabulka 2 – Geotechnické typy základových půd – zeminy

Geotechnický typ	Litostratigrafické zařazení	Hornina	Alterace, Zvětvávání horniny	Předpoklad zvodnění prostředí	Hodnocení horninového prostředí podle GeoTec-GS, a.s.
SP-2	Souvrství Kosovské	Prachovitá břidlice	Silně zvětralá	Vlhké	Extrémně špatné
SP-4	Souvrství Kosovské	Prachovitá břidlice	Silně zvětralá	Plně zvodnělé	Velmi špatné
SP-6	Souvrství Kosovské	Prachovitá břidlice	Zdravá, tektonicky porušená	Plně zvodnělé	Velmi špatné/špatné
SP-14	Souvrství Liteňské	Jílovitoprachovitá břidlice silně karbonatizovaná s polohami vápenců	Zdravá	Plně zvodnělé	Dobré
SP-15	Silur	Diabas	Zdravá	Plně zvodnělé	Dobré

2.5.3 Geotechnické parametry základových půd

Na základě vyhodnocení výsledků zkoušek prováděných na odebraných vzorcích byly stanoveny základní geotechnické parametry základových půd.

GT	Objemová tíha zeminy γ [kN/m^3]	Objemová tíha sat. zemin γ_{sat} [kN/m^3]	Modul pružnosti E_p [MPa]	Poissonovo číslo ν [–]	Úhel vnitřního tření φ_{ef} [°]	Soudržnost zeminy c_{ef} [kPa]
Kvartérní uloženiny						
AN	20,0	21,0	10,0	0,35	20	20
FN	19,0	20,0	7,0	0,40	20	22
QT1	18,0	19,0	15,0	0,30	28	1
QT2	19,0	20,0	60,0	0,30	32	1
Skalní podloží						
SP-2	25,0	26,0	35,0	0,40	16	10
SP-4	25,0	26,0	75,0	0,36	16	10
SP-6	26,0	27,0	120,0	0,28	24	30
SP-14	27,0	28,0	500,0	0,20	55	250
SP-15	26,5	27,5	300,0	0,20	40	110

Tabulka 4 – Geotechnické parametry základových půd

2.5.4 Doporučení plynoucí z geologického průzkumu

Doplňující vrt J179 po celkovém zhodnocení ukázal, že se může v oblasti stanice vyskytnout horninové prostředí s ještě výrazně horší kvalitou, než jaká byla zjištěna např. ve vrtu J121. Vrt J121 a J179 byly provedeny pouze cca 17 m od sebe v podobném geologickém prostředí. Byly hloubeny stejnou technologií jádrového vrtání dvojitou jádrovkou, stejnou vrtnou soupravou i stejnou vrtnou osádkou. Přesto jsou výsledky vybraných posuzovaných hodnocení kvality horninového prostředí i v rámci stejného geologického prostředí (horniny kosovských vrstev) značně rozdílné.

Také hydrogeologické poměry ve vrtu J179 se výrazně liší od hydrogeologických podmínek v sousedním vrtu J121. Vrt zastihl více otevřených propustných puklin a výrazných přítokových

pásem. Přes blízkost obou vrtů J121 a J179 se liší i směr proudění podzemní vody a celková propustnost.

Z tohoto důvodu se jeví jako maximálně vhodné provést další průzkumné práce v prostředí kosovských vrstev, ve kterých budou ve stanici Pankrác raženy podzemní prostory značně složitých, členitých a rozměrově největších výrubů. Rozsahy prací a požadované metodiky zkoušek vyplynou mimo jiné také z požadavků projektanta.

Tyto průzkumné práce by bylo vhodné rozdělit do dvou kroků. V prvním kroku by se prověřila injektovatelnost horninového prostředí pomocí vrtu z povrchu – včetně presiometrických a karotážních měření před a po provedení pokusných injektáží. Vzhledem k flyšovému vývoji kosovských vrstev by bylo velmi vhodné ve druhém kroku provést podzemní průzkumné dílo, které ověří kvalitu a parametry přirozeného a injektážemi vylepšeného horninového prostředí přímo v profilu budované stanice. Předpoklad je, že injektáže by mohly zpevnit velmi silně rozpukané horninové prostředí, případně také utěsnit diskontinuity s proudící podzemní vodou.

3 Technické řešení

3.1 Úvod

Z předešlého popisu je zřejmé, že ražba staničního tunelu stanice Pankrác D a přestupních chodeb je umístěna ve velmi komplikovaném území, a to jak z geologického hlediska (zvodnělé a velmi tektonicky poškozené Kosovské souvrství), tak z hlediska prostorového uspořádání zejména ve vazbě na provozované tunely stávající trasy C. Také samotné rozměry ražených děl jsou na české (ale i světové) poměry enormní – výška jednolodní ražené stanice dosahuje výšky sedmiposchoďového domu a je umístěna pouhých 5,5 m pod tunely metra C.

Bez výjimečných technických opatření nebude možné toto dílo postavit. V dalších kapitolách této práce představím postup, kterým je možné ražbu stanice realizovat.

Klíčovým předpokladem pro realizaci stanice je vylepšení kvality horninového prostředí, což v tomto případě znamená vyplnění puklinového systému tektonicky poškozených hornin Kosovského souvrství injektážní směsí. Tím dojde k výraznému vylepšení jak deformačních, tak pevnostních charakteristik proinjektovaného horninového masivu. Navíc dojde k utěsnění celého vodního systému a při ražbě nebude docházet k náhlým výronům podzemní vody (v geologickém průzkumu je předpokládaná hodnota 15 l/s, ale i vyšší). Bohužel v našich

podmínkách nejsou s injektážemi tohoto typu horninového prostředí žádné zkušenosti a měl jsem obavu, zda bude injektáže vůbec možné technologicky provést. Také nebylo jasné, jaké zlepšení vlastností horninového masivu se dá očekávat. Abych dostal odpověď na tyto otázky, navrhl jsem následující postup:

- Pro prvotní ověření, zda jsou injektáže vůbec možné a jaké vylepšení vlastností horninového masivu mohu očekávat, jsem navrhl vrt, ve kterém se uskutečnil injektážní pokus Kosovského souvrství v zájmovém prostoru stanice Pankrác. Po tomto injektážním pokusu jsem získal prvotní představu o injektovatelnosti horninového masivu. Bohužel tato informace je stále bodová, což je v Kosovském souvrství s flyšovým vývojem a výrazným tektonickým porušením stále nedostatečné.
- Proto je dalším logickým krokem návrh raženého geologického průzkumu s injektážním pokusným polem a mnohými geologickými zkouškami a monitoringem.

V době zpracování této diplomové práce není uvedený geologický průzkum proveden, proto budu dále pracovat pouze s daty z předešlých stupňů geotechnického průzkumu a s daty, která jsem získal injektážním pokusem. Po provedení geologického průzkumu a vyhodnocení všech zkoušek bude nutné provést revizi všech vstupních parametrů a pravděpodobně upravit návrh stanice včetně výpočtů.

3.2 Injektážní pokus Kosovského souvrství

3.2.1 Obecně

Injektážní pokus jsem navrhl (a posléze byl takto i proveden) následovně: V dané lokalitě byly provedeny pro účel této zkoušky průzkumné geologické vrty s označením J256–J258. Zkušební injektáž byla realizována ve vrtu J257. Vrt J258, který byl odvrtán po provedení zkušební injektáže sloužil pro ověření účinnosti injektáže a jejího vlivu na deformační parametry injektovaného prostředí.



Obrázek 3-1 – Výnos z vrtného jádra vrtu J257 – Kosovské souvrství

3.2.2 Použité injektážní materiály

Vlastní injektáž byla provedena dvěma typy injekčních hmot na chemické bázi.

- CarboStop 41 – jednosložková polyuretanová pryskyřice (1C PUR) (4)
- CarboPur WX – dvousložková polyuretanová pryskyřice (2C PUR) (5)

Injektáž byla provedena v úzké návaznosti na jádrové vrtání průzkumného vrtu. Vlastní průběh prací byl přizpůsobován získaným poznatkům, především informacím o skladbě horninového prostředí vycházejícím z prohlídky výnosu jádrového vrtu.

Injektáž horninového prostředí byla provedena ve dvou úsecích, ve kterých byly použity jednotlivé typy zkoušených injekčních hmot.

- Úsek -22,40 až -17,65 m (4,75 m) injektován pryskyřicí CarboStop 41 (1C PUR)
- Úsek -17,31 až -11,87 m (5,44 m) injektován pryskyřicí CarboPur WX (2C PUR)

Postupně bylo provedeno zainjektování injekční kolony po celé její délce, tzn. byla provedena injektáž v celkem 32 pozicích manžet, z toho 15 pomocí pryskyřice CarboStop 41 (1C PUR) a 17 pomocí pryskyřice CarboPur WX (2C PUR).



Obrázek 3-2 – Provádění injektáží



Obrázek 3-3 – Napěněná injektážní hmota CarboStop 41

3.2.3 Protokoly injektáže





Souhrnné údaje

Stavba	Praha, metro D (v projektu)
Část stavby	Stanice Pankrác
Objekt	-
Zakázka	Zkouška injektáže horninového masivu
Č. projektu	2017-255 SZ4911
Datum provedení	22.-23.06.2017, 12.-13.07.2017

Parametry vývrtu	ø 78 mm, hloubka 27,0 m (0,0 - 12,0 m pažená)
Způsob vrtání	Jádrové se zatahovanou výpažnicí / Jádrové
Vystrojení vývrtu	Injekční manžetová trubka 34/27 mm
Zálivka	Cementová (cement CEM II 32,5 R, superplastifikátor)
Injekční čerpadlo	Elektrické čerpadlo CT-ET I (1C PUR), pneumatické čerpadlo S 35 (2C PUR)
Injekční hmota	CarboStop 41 (CS) - 1C PUR, CarboPur WX (WX) - 2C PUR

Č. vývrtu	J257	J257	-	-	-	-	-	-	-	-
Hloubka vývrtu (m)	27,0	27,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Injektovaný úsek (m)	4,75	5,44	-	-	-	-	-	-	-	-
Datum injektáže	13.7.2017	13.7.2017	-	-	-	-	-	-	-	-
Injekční hmota	CS	WX	-	-	-	-	-	-	-	-
Spotřeba inj. hmoty (litr)	200,0	367,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Spotřeba inj. hmoty (kg)	250,0	440,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Č. protokolu injektáže	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-
Č. vývrtu	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Hloubka vývrtu (m)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Injektovaný úsek (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Datum injektáže	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Injekční hmota	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Spotřeba inj. hmoty (litr)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Spotřeba inj. hmoty (kg)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Č. protokolu injektáže	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Celková spotřeba inj. hmoty									567,0 ltr	
Celková spotřeba inj. hmoty									690,0 kg	

Tabulka 5 – Protokol injektáže – Souhrnné údaje (6)

Protokol injektáže						Č. projektu:		SZ4911		
		Dodavatel: Minova Bohemia s.r.o. Lihovarská 1199/10, 716 00 Ostrava-Radvanice				Stavba: Část stavby: Zakázka:		Praha, metro D (v projektu) Stanice Pankrác Zkouška injektáže horninového masivu		
		Objednatel: GeoTec-GS, a.s. Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10				Datum: 13.07.2017		Č. vrtu: J257		Č. protokolu: 1
Značení		Data injektáže				Injekční směs		Profil vrtu		
Č. manžet	Úroveň [m]	Začátek inj.	Konec inj.	Tlak [bar]	Množství [ltr]	Inj. směs		Hloubka [m]	Geologie	Poznámka
1.	-11,87	15:37	15:50	30 / 20	49	WX	-	-12,0	▲ Pískovec	
2.	-12,21	15:31	15:36	20 / 20	17	WX	-		▼ Prachovec zvětralý	
3.	-12,55	15:25	15:30	30 / 20	17	WX	-			
4.	-12,89	15:17	15:24	20 / 20	17	WX	-	-13,0		
5.	-13,23	15:10	15:16	30 / 20	17	WX	-			
6.	-13,57	15:05	15:10	20 / 20	17	WX	-			
7.	-13,91	14:58	15:04	20 / 20	17	WX	-	-14,0		
8.	-14,25	14:52	14:58	40 / 20 / 20	17	WX	-		▼ Prachovec 14,2 - 14,6 m	
9.	-14,59	14:43	14:50	50 / 30 / 30	17	WX	-		Výskyt WX v jádru	
10.	-14,93	14:35	14:42	40 / 30 / 30	17	WX	-	-15,0		
11.	-15,27	14:26	14:34	20 / 20	17	WX	-		▼ Prachovec zvětralý	
12.	-15,61	14:18	14:26	30 / 20	17	WX	-			
13.	-15,95	14:08	14:17	30 / 20	17	WX	-	-16,0		
14.	-16,29	13:50	14:08	40 / 20 / 20	35	WX	-			
15.	-16,63	13:16	13:49	40 / 20 / 20	45	WX	-		15,5 - 16,7 m	
16.	-16,97	13:01	13:11	30 / 30	17	WX	-	-17,0	Tektonická porucha	
17.	-17,31	12:53	13:00	30 / 40	17	WX	-		▼ Pískovec	
18.	-17,65	11:52	11:55	5 / 5	2,5	CS	-			
19.	-17,99	11:38	12:03	5 / 5	12,5	CS	-	-18,0		
20.	-18,33	11:31	11:38	10 / 10	15	CS	-			
21.	-18,67	11:20	11:29	10 / 10	17,5	CS	-			
22.	-19,01	11:14	11:20	20 / 10	20	CS	-	-19,0	18,7 - 19,0 m	
23.	-19,35	10:59	11:13	50 / 40 / 30	15	CS	-		Výskyt CS v jádru	
24.	-19,69	10:48	10:59	5 / 5	15	CS	-			
25.	-20,03	10:38	10:48	5 / 5	15	CS	-	-20,0		
26.	-20,37	10:27	10:37	5 / 5	15	CS	-		▼ Prachovec	
27.	-20,71	10:16	10:26	5 / 5	15	CS	-			
28.	-21,05	10:04	10:15	5 / 5	15	CS	-	-21,0		
29.	-21,39	09:51	10:03	5 / 5	15	CS	-		▼ Prachovitá břidlice zdravá	
30.	-21,73	09:44	09:51	5 / 5	10	CS	-			
31.	-22,07	09:36	09:43	5 / 5	10	CS	-	-22,0		
32.	-22,40	09:30	09:36	5 / 5	7,5	CS	-			
Souhrnná data injektáže		Σ Doba inj. [hod:min]	05:08	Σ Množství [ltr]	567,0	Aplikovaná injekční směs:			CarboStop 41 (CS) - 1C PUR CarboPur WX (WX) - 2C PUR	
						Datum: 19.07.2017		Datum: 19.07.2017		
						Předávající Ing. Michal Grossmann obchodně technický zástupce		Přijímající Mgr. Aleš Kubát hlavní specialista společnosti		
						Podpis: 		Podpis:		

Tabulka 6 – Protokol injektáže – Data injektáží (6)

3.2.4 Presiometrická měření

Pro zjištění přetvárných parametrů horniny v přirozeném stavu a proinjektované horniny byla v rámci injektážního pokusu provedena série 8 presiometrických zkoušek ve 2 vrtech



Obrázek 3-4 – Presiometrická sonda MÉNARD typu NX o průměru 74 mm

- Zkouška ve vrtu J257 – před injektáží – 2 zkoušky
- Zkouška ve vrtu J258 – po injektáži – 6 zkoušek

Přehled presiometrických charakteristik zkoušek realizovaných ve dvou vrtech shrnuje následující tabulka:

sonda	č. zk.	hloubka (m)	zkoušený materiál	presiom. modul přetvárnosti $E_{del,p}$ (MPa)	tlak na mezi tečení p_t (MPa)	mezí tlak p_c (MPa)
J-257	1	16,1	prachovec mírně zvětralý R4-R5, silně rozpukáný (HD velmi velká až extrémně velká), s polohami jílu	110	2,17	4,56
	2	18,7	pískovec navětralý R3, silně rozpukáný (HD velmi velká)	190	2,77	5,66
J-258	3	14,7	prachovec mírně zvětralý R4-R5, silně rozpukáný (HD velmi velká až extrémně velká), s polohami jílu	141	2,47	4,86
	4	15,7		151	2,47	4,86
	5	16,7		176	2,47	4,86
	6	17,7	pískovec navětralý R3, silně rozpukáný (HD velmi velká)	213	3,37	7,26
	7	18,7		385	3,97	8,06
	8	20,7	prachovec navětralý R4-R5, silně rozpukáný (HD velmi velká až extrémně velká), s polohami jílu	134	2,47	5,46

Tabulka 7 – Přehled naměřených presiometrických parametrů (7)

3.2.5 Vyhodnocení zkoušky injektáže horninového prostředí

3.2.5.1 Typ injekčního materiálu

Oba zkoušené typy injekčních hmot na chemické bázi CarboStop 41 (1C PUR) a CarboPur WX (2C PUR) se v daných podmínkách plně osvědčily a je možné jejich použití pro zpevňující/těsnící injektáže.

3.2.5.2 Schopnost penetrace injekčního materiálu

Schopnosti penetrace obou injekčních směsí do daného prostředí lze hodnotit jako srovnatelné a vzhledem k charakteru zastoupených hornin jako velmi dobré.

3.2.5.3 Technická a technologická proveditelnost

Zkouškou bylo jednoznačně potvrzeno, že provedení injekčních prací v daných podmínkách je po technické a technologické stránce realizovatelné. V průběhu realizace zkoušky nebyla zjištěna žádná vážná omezení pro použitou technologii injektáže horninového prostředí.

3.2.5.4 Změny charakteristik horninového prostředí

Výsledky presiometrických zkoušek z kontrolního vrtu J258 dokládají, že realizací injektáže horninového prostředí došlo k nárůstu hodnot presiometrického modulu přetvářnosti $E_{\text{def,p}}$ ve všech místech měření. Navíc došlo ke zkompaktnění horninového prostředí tak, že bylo možné uskutečnit presiometrická měření ve velkých hloubkách bez rizika ztráty sondy, což v případě vrtu J257 před realizovanou injektáží možné nebylo.



Obrázek 3-5 – Výnos z vrtného jádra z vrtu J258

3.2.5.5 Doporučení plynoucí z provedeného pokusu

Z důvodu složitosti výstavby, velkých rozměrů ražených profilů a stavby horninového prostředí je provedení dalších zkoušek injektáže v rámci realizace průzkumné štoly pro stanici Pankrác D nutné. V případě injektáží horninového masivu se totiž provádí soustava injekčních vrtů v pravidelném rastru, jehož postupné a systematické injektování zaručí požadované souvislé zaplnění injektovaného prostředí, což při jednom vrtu není možné.

Z těchto důvodů jsem před samotnou ražbou jednodlní stanice navrhl doplňující geologický průzkum s rozsáhlým injektážním pokusem v prostoru přestupních chodeb, který dokáže důkladně zhodnotit kvalitu stávajícího horninového prostředí, injektovatelnost prostředí a kvalitu proinjektovaného prostředí.



Obrázek 3-6 – Detailní pohled na injektážní směs v puklinovém systému

3.3 Doplnující geologický průzkum

Primární úkol geologického průzkumu (kromě samotného geologického průzkumu) spočívá v ověření účinnosti chemických horninových injektáží velkého rozsahu a souvisejících změn geomechanických vlastností takto proinjektovaného prostředí. Výsledky z tohoto průzkumu budou posléze použity pro návrh ražeb jednolodní stanice Pankrác D.

V rámci geologického průzkumu je řešena vstupní šachta a její primární ostění zajištěné pomocí převrtávaných pilot, vlastní práce hloubení jámy, ražba a primární ostění štol geologického průzkumu. Příčné profily průzkumných štol kopírují směrové a výškové vedení a částečně také tvar budoucích uvažovaných přestupních tunelů stanice Pankrác D. Tvar profilů a jejich vystrojení je zvolen tak, že je lze v budoucnu využít jako primární ostění budoucí stanice.

3.3.1 Šachta – hloubení a primární ostění

3.3.1.1 Umístění díla

Šachta je umístěna v prostoru staveniště PAD4 na rohu ulic Na Strži a Budějovická na pozemku s parcelním číslem 1052/274.

3.3.1.2 Popis konstrukce

Šachta geologického průzkumu je kruhového průřezu o průměru 8,6 m (osa pilot) a hloubce 29,9 m. Je pažena převrtávanými pilotami o průměru 1000 mm. Navrženo je celkem 44 ks pilot délky 33 m, tj. v osově vzdálenosti 614 mm. Z toho 22 ks pilot bude primárních (pouze z prostého betonu) a 22 ks sekundárních – vyztužených. V místě průniku geologické štoly do šachty bude výztuž pilot zkrácena tak, aby kopírovala tvar štoly a neztěžovala postup ražby.

3.3.1.3 Konstrukce zajištění šachty z převrtávaných pilot

V předstihu budou pro realizaci pilot provedeny vodící zídky, světlost otvoru pro piloty činí 1040 mm. Pro provádění pilot byla stanovena max. odchylka svislosti 0,5 % z délky piloty.

Primární nevyztužené piloty jsou profilu 1000 mm a jednotné délky 33 m (33,7 m od horního líce vodící zídky).

Sekundární vyztužené piloty jsou profilu 1000 mm a jednotné délky 33 m (33,7 m od horního líce vodící zídky).

Sekundární piloty jsou vyztuženy armokoši s krytím podélné výztuže 76 mm. Armokoš je sestaven ze dvou dílčích částí a vyztužen 8 profily R16 s ovinutím R8 se stoupáním 150 mm. Vnitřní distanční kruhy armokoše jsou navrženy z betonářské oceli R25 průměru 707 mm v základní osově vzdálenosti 1200 mm.

Stabilita šachty je zajištěna příznivým působením tvaru (kruh), železobetonovou převázkou v hlavě pilot (ztužující věnec), převázkou z betonu v místě nad zaústěním štoly do šachty a vyztuženým betonovým dnem šachty.

3.3.2 Štoly geologického průzkumu – ražba a primární ostění

Celková délka ražené části průzkumných štol činí 116,672 m (staničení 0.003,800-0.120,472). Ražená část je rozdělena celkem na 4 typy ostění dle tvaru.

- TYP1 – Délka ražené části 25,274 m (staničení 0.003,800-0.029,074)
- TYP2 – Délka ražené části 16,699 m (staničení 0.029,074-0.045,773)

- TYP3 – Délka ražené části 33,414 m (staničení 0.045,773-0.079,187)
- TYP2 – Délka ražené části 41,285 m (staničení 0.079,187-0.120,472)

Tloušťka primárního ostění závisí na třídě výrubu a pohybuje se v rozsahu 350–450 mm.

3.3.2.1 Směrové a sklonové poměry

Štoly ve směrovém i výškovém vedení kopírují vedení tunelů přestupních chodeb budoucí plánované stanice Pankrác D.

3.3.2.2 Směrové poměry

- Přímý úsek délky 19,363 m (staničení 0.000,000-0.019,363)
- Levý oblouk $R = 10,000$ m délky 9,711 m (staničení 0.019,363-0.029,074)
- Přímý úsek délky 5,551 m (staničení 0.029,074-0.034,625)
- Levý oblouk $R = 22,000$ m délky 14,544 m (staničení 0.034,625-0.049,169)
- Přímý úsek délky 46,955 m (staničení 0.049,169-0.096,124)
- Pravý oblouk $R = 22,000$ m délky 22,318 m (staničení 0.096,124-0.118,442)
- Přímý úsek délky 2,030 m (staničení 0.118,442-0.120,472)

3.3.2.3 Sklonové poměry

- Klesá sklon 0,5 % délky 52,537 m (staničení 0.000,000-0.052,537)
- Vodorovný sklon 0,0 % délky 19,900 m (staničení 0.052,537-0.072,437)
- Stoupá sklon 0,5 % délky 48,035 m (staničení 0.072,437-0.120,472)

3.3.2.4 Technologie výstavby

Štoly jsou raženy novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) s velkým důrazem na kotvení čelby (ADECO RS) a s poměrně tuhým ostěním pro minimalizaci deformací horninového prostředí. Rozpojování hornin je uvažováno vzhledem k zastiženým IG poměrům s využitím mechanizace, případně pomocí střelných prací a dočišťování líce výrubu mechanizovaně. Rubanina je nakládána do nádob, které jsou šachtou pomocí jeřábu vytaženy na povrch, kde je rubanina přesypána do nákladního automobilu a odvezena na deponii. Profil tunelu je horizontálně členěn na kalotu levou a kalotu pravou, každá kalota má své dno. Ostění tunelu je tvořeno primárním ostěním ze stříkaného betonu s pomocnými příhradovými oblouky, výztužnými sítěmi a kotvami. Dle třídy výrubu jsou sítě doplněny příložkami. V případě potřeby je použito jehlování.

V podélném směru je vzdálenost jednotlivých čeleb závislá na zastižených geotechnických podmínkách a je určena technologickou třídou výrubu. Z hlediska odvodnění je po dobu výstavby nutno zřizovat pracovní jímky a vodu čerpat do usazovací jímky umístěné v blízkosti stavební šachty.

Základními vystrojovacími prostředky jsou:

- stříkaný beton C 25/30 tloušťky 350, 400, 450 mm
- pomocné příhradové oblouky
- svařované výztužné sítě
- příložky různých profilů a délek
- svorníky různých typů (SN, samozávrtné injektované) a různých délek
- předrážené jehly
- mikropiloty
- chemická injektáž

Rozsah použití jednotlivých vystrojovacích prvků je závislý na geotechnické prognóze stability výrubu a výsledcích geotechnických měření během stavby. Pro geotechnické podmínky zastižené v rámci podrobného geotechnického průzkumu (2) byly stanoveny 3 základní technologické třídy výrubu NRTM. Pokud by to reálné podmínky na stavbě vyžadovaly, je možno tyto třídy po dohodě s kompetentními zástupci zadavatele a zhotovitele dále modifikovat (např. počet a rozmístění kotev) podle geotechnických podmínek bezprostředně zastižených při ražbě.

3.3.2.5 Primární ostění

Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem C 25/30. Od normového betonu se liší zvýšenými požadavky na nárůst pevnosti v čase v počátečním stádiu po nástřikání ostění. Minimální hodnota krychelné zaručené pevnosti v tlaku po 3 dnech je ze statického hlediska požadována 11,7 MPa. Požadované hodnoty nárůstu pevnosti v tlaku v prvních 24 hodinách po nástřiku jsou v oblasti J_2 (8). Nárůst pevnosti v prvních minutách po nástřiku ovlivňuje jednak schopnost nanášet vrstvy betonu potřebné tloušťky i ve vrcholu tunelu, jednak má vliv na prašnost a spad při vlastním nástřiku. Ostění je prováděno po „technologicky podmíněných“ vrstvách, jejichž tloušťka je dána navrženým technologickým postupem (prvotní nástřik líce výrubu, osazení první vrstvy sítí a ramenátů, zastříkání ramenátů a případné osazení druhé vrstvy sítí, dostříkání do projektované tloušťky primárního ostění). Časový interval mezi nástřikem těchto vrstev ostění je v řádu desítek minut. K dalšímu rozvrstvení může dojít i v rámci jednotlivých

technologicky podmíněných vrstev ostění. Příliš rychlý nárůst pevnosti betonu v prvních okamžicích po nástřiku vede k tomu, že vzhledem ke značnému obvodu dílčích výrubů tunelu a s tím spojenou dobou nástřiku jedné technologicky podmíněné vrstvy ostění není možno beton patřičně zhutnit a vytvořit homogenní vrstvu ostění. Dále dochází ke zvýšení spadu hrubší frakce kameniva, která se jen obtížně spojuje s již nastříkanou a částečně zatvrdlou vrstvou stříkaného betonu. Snahou je tomuto jevu zabránit a vytvořit homogenní vrstvu betonu. Proto musí být nárůst pevnosti betonu v prvních minutách po nástřiku takový, aby po dvou minutách od nástřiku nebyla pevnost větší než 0,2 MPa.

Maximální velikost kameniva je 8 mm. Stříkaný beton je nanášen rovnoměrně a nepřerušovaně po vrstvách tloušťky cca 50 mm (max. 100 mm). Nástřik probíhá zásadně od opěří k vrcholu klenby, aby nedocházelo k zastříkání spadaného betonu do ostění tunelu. Spadaný beton je nutno odstranit a nesmí se znovu použít. Zvláštní pozornost je nutno věnovat tomu, aby zejména na kontaktu s horninou nevznikaly za ostěním dutiny.

Stříkaný beton, který ve fázi tuhnutí zůstane viset na síti, je třeba před dalším nástřikem odstranit. Při dlouhých časových přestávkách mezi nanášením jednotlivých vrstev, případně při dodatečném zesilování tloušťky stříkaného betonu, je nutno starou vrstvu stříkaného betonu opláchnout a navlhčit pomocí stříkací pistole. Minimální krytí ocelových částí primárního ostění je 30 mm. Při budování spodní klenby je nutno zajistit dokonalé a nosné spojení s již provedeným ostěním v opěří.

Pokud dojde v důsledku přetížení konstrukce k popraskání betonu primárního ostění, nesmí se v první fázi v žádném případě trhliny přestříkat. Je nutno sledovat vývoj trhliny v čase (deformační pásky, sádrové pásky, dodatečný měřičský profil apod.), a pokud to situace vyžaduje (nepříznivý nárůst deformací), navrhnout další opatření ke zvýšení únosnosti ostění. Té může být dosaženo jednak změnou technologické třídy výrubu, jednak lokálním zesílením vystrojovacích prvků (zahuštění nebo změna délky kotev, přidání další vrstvy sítě apod.). Pokud je rozhodnuto o lokálním zesílení ostění, je nutno postupovat po jednotlivých krocích tak, jak pro daný případ určuje technologický postup prací.

3.3.2.6 Mikropilotový deštník

Před zahájením ražby štoly TYP2 ve třídě TT4 se ze stavební jámy (šachta z převrtávaných pilot) provede nad obrysem štoly zpevnění nadloží pomocí ochranného deštníku z injektovaných mikropilot. Ocelové mikropiloty jsou navrženy z trubek profilu 114/10 mm celkem ve dvou

řadách. Vzdálenost mikropilot mezi sebou je 400 mm. Mikropiloty jsou navrženy v délce 15 m a odsazeny o cca 250 mm od vnějšího obrysu navýšeného výrubu štoly (první řada), resp. o 400 mm (druhá řada). Trubky budou ve vrtech tlakově zainjektovány, aby byly v dobrém kontaktu s přilehlou horninou a vyplnily přilehlé pukliny a dutiny.

3.3.2.7 Postup výstavby

- Provedení mikropilotového deštníku z přístupové šachty
- Ražba přístupové štoly TYP1
- Ražba levé části kaloty průzkumné štoly TYP2
- Provedení zkoušek
- Provedení pokusných injektáží
- Provedení zkoušek
- Rozšíření průzkumné štoly TYP2 o pravou část kaloty
- Ražba průzkumné štoly TYP3
- Ražba levé části kaloty průzkumné štoly TYP4
- Provedení zkoušek
- Provedení pokusných injektáží
- Provedení zkoušek
- Rozšíření průzkumné štoly TYP4 o pravou část kaloty
- Ražba geotechnické rozrážky
- Provedení zkoušek
- Vyhodnocení

3.3.3 Zkoušky geologického průzkumu

V rámci geologického průzkumu pro ověření geomechanických vlastností stávajících i upravených hornin navrhuji realizaci následujících terénních geotechnických zkoušek:

- presiometrická a dilatometrická měření
- statické zatěžovací zkoušky deskou
- terénní smykové zkoušky na horninových blocích

3.3.3.1 Presiometrická a dilatometrická měření

K presiometrickým zkouškám na nepažených stěnách jádrových vrtů bude použit presiometr typu Ménard s rozsahem maximálního radiálního tlaku 8,0 MPa. Vzhledem k průměru vrtů bude v základní sestavě namontována sonda NX (74 mm). V pevném horninovém prostředí, kde

nepostačuje největší dosažitelný tlak presiometrické sestavy (8 MPa) budou realizovány dilatometrické zkoušky aparaturou s maximálním využitelným tlakem až 30 MPa.

Zatěžovací postup a vyhodnocení zkoušek bude v souladu s pravidly pro presiometrickou (resp. dilatometrickou) zkoušku tak, jak jsou uváděna v originálních příručkách výrobce a zejména v ČSN 72 1004 (9), resp. ČSN EN 1997-3 (10).

U presiometrické zkoušky budou objemové deformace odečítány po 15, 30 a 60 sekundách (u zkoušek v hloubkách větších než 50 m i po 120 sekundách). Korekce tlakových ztrát budou při vyhodnocení respektovány dle příslušné kalibrační křivky. Z přetvárných diagramů závislosti objemové deformace na vyvozeném radiálním tlakovém napětí (resp. především ze závislosti tečení mezi 30 a 60 sekundami) se určují následující hraniční body mezi třemi fázemi (pružnou, pseudoelastickou a plastickou):

- **p₀** začátek pseudoelastické fáze, tj. radiální napětí, při kterém dochází k opětovnému uzavírání pórů či dělicích ploch rozevřených po uvolnění v důsledku odvrtání. Toto napětí se zpravidla označuje jako presiometrický **tlak v klidu**.

- **p_f** hranice mezi pseudoelastickou a plastickou fází přetvoření (resp. konec lineárního stadia přetvárného diagramu) označovaná jako **mez tečení**.

- **p_{lim}** **mezní tlak**, při kterém se porušuje materiál na stěnách vrtu (vytváření kluzných ploch v důsledku překročení smykové pevnosti). Je konstruovaný jako asymptota (ve směru osy úseček) k přetvárnému diagramu.

Nejdůležitějším výsledkem zkoušky je **presiometrický modul přetvárnosti** $E_{\text{def},p}$, který je stanoven vždy z lineární pseudoelastické fáze přetvárného diagramu (a je tedy maximální hodnotou modulů přetvárnosti v závislosti na napjatostních oborech). Tento je vypočítán ze vztahu:

$$E_{\text{def},p} = 2 (1 + \nu) (v_o + v_m) \cdot \Delta p / \Delta v$$

kde značí: v_o ... základní objem středního článku prázdné sondy (nulové čtení)

v_m ... objem vody natlačené do měřicí buňky středním tlakem p_m

ν ... Poissonovo číslo

$\Delta p / \Delta v$... směrnice přetvárného diagramu v lineární pseudoelastické fázi.

U modifikovaných presiometrických zkoušek se pro stanovení **presiometrického modulu pružnosti** E_p interpretují pružné deformace z větve opětovného zatěžování.

Dilatometrické zkoušky (někdy označované též jako zkoušky skalním presiometrem) na nepažených stěnách jádrových vrtů jsou uskutečňovány optimálně sondou o \varnothing 72 mm (do vrtu \varnothing 76 mm; další možné průměry sond a vrtů jsou event. 92/96 mm, 96/101 mm, 118/122 mm a 142/146 mm, podle typu a výrobce sestavy). Sonda celkové délky cca 800–1000 mm, spojená koaxiálním vedením (vysokotlaké hadice + kabely) s hydraulickým lisem a vyhodnocovací jednotkou, je pomocí soutyčí či ocelového lana zapouštěna do vrtu o hloubce i více než 100 m. Prostřednictvím ručního hydraulického lisu může být v její měřicí části (délky obvykle cca 0,50 m) vyvozen maximální tlak až 20–30 MPa, přenášený pružnou membránou radiálně do stěn

vrtnu. Deformace (objemová či radiální) měřicí části buňky je snímána elektronicky a přenášena do vyhodnocovací jednotky na povrchu.

Metodický postup, vyhodnocení a aplikace výsledků dilatometrických zkoušek jsou popsány v ČSN EN 1997-3 (10): Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek. Zkoušky jsou realizovány jako zkoušky s řízeným napětím, zvyšovaným po jednotlivých krocích, a realizovány obvykle v hloubkových intervalech od 1,0 do 5,0 m. Základní výstupní charakteristikou je dilatometrický modul E_{d1} s povahou sečnového modulu, vyhodnocený z přetvárného diagramu zkoušky podle vztahu

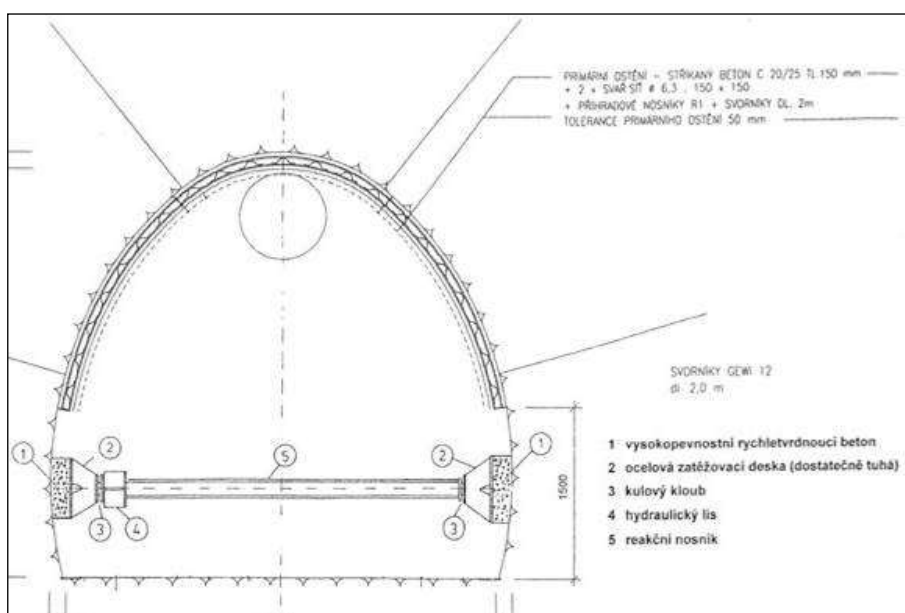
$$E_{d1} = (1 + \nu) * D * (\Delta p_{ic} / \Delta D)$$

kde značí

- D ...průměr vrtu před zkouškou (m)
- ΔD ...dilatace stěny vrtu (m)
- Δp_{ic} ...tlak působící na stěnu vrtu (MPa)
- ν ...Poissonovo číslo.

3.3.3.2 Statické zatěžovací zkoušky deskou

Tyto zkoušky proběhnou podle zásad standardu Mezinárodní společnosti pro mechaniku hornin (ISRM) „Suggested methods for determining in situ deformability of rock – Part 1. Suggested method for deformability determination using a plate test“. Ke zkouškám budou použity ocelové zatěžovací desky o průměru 500 až 800 mm, hydraulický zatěžovací lis s kapacitou 1000 kN a deformace budou odečítány s přesností 0,01 mm. Zkoušky budou realizovány jako tzv. rozpěrné, kdy sestava bude umístěna ve vodorovné rovině kolmo k podélné ose rozrážky a bude zahrnovat 2 zatěžovací desky, jejichž prostřednictvím bude vyvozován tlak do protilehlých stěn rozrážky. Výsledkem zkoušky tak budou vždy dvě hodnoty modulů odpovídajících každému zatěžovacímu stupni zkoušky a příslušné stěně rozrážky. Schéma a foto sestavy rozpěrné zatěžovací zkoušky prezentují následující obrázky.



Obrázek 3-7 – Schéma sestavy rozpěrné zatěžovací zkoušky deskou



Obrázek 3-8 – Detail sestavy rozpěrné zatěžovací zkoušky deskou

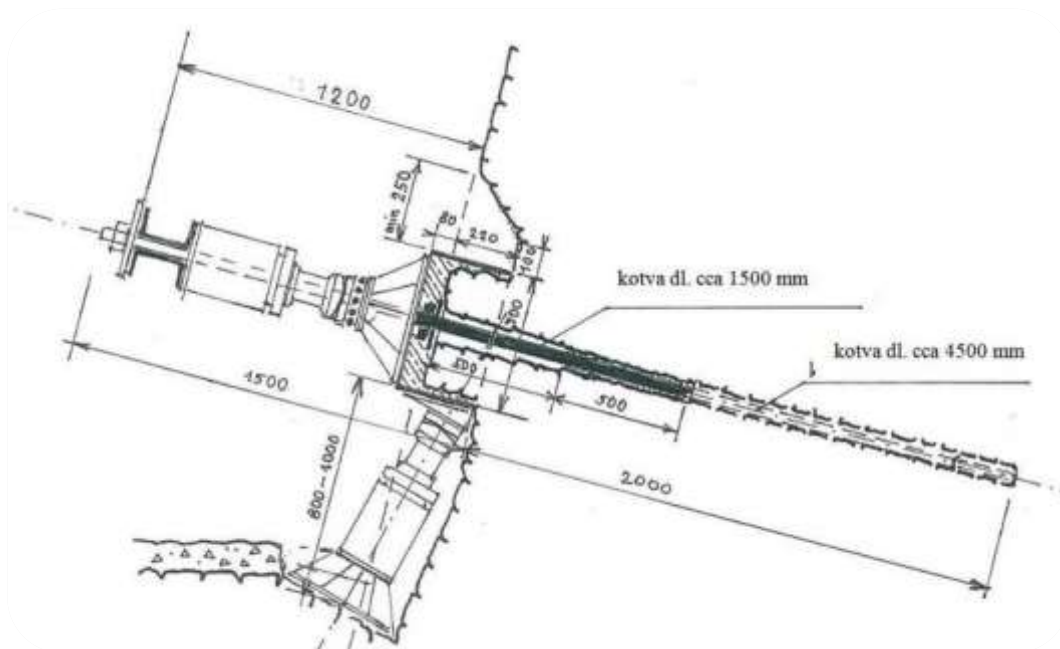
3.3.3.3 Terénní smykové zkoušky na horninových blocích

Terénní smykové zkoušky s předurčenou plochou porušení se uskuteční na blocích o půdorysných rozměrech 500×500 mm a výšce 300 mm, namáhaných různou kombinací normálních a tangenciálních sil až do porušení v předem určené rovině. Bloky budou připravené vytvořením obvodových rýh prořezáním diamantovou pilou či postupným obvrtáváním. Do nich se vsadí ocelové rámy a volný prostor mezi rámem a horninou se vyplní betonovou směsí. Betonem se rovněž opatří čelní plochy bloků ve vrstvě cca 80 mm. Pro zajištění bloků proti odloučení od masivu v průběhu přípravných prací budou sloužit krátké kotvy o délce 1000–1500 mm osazené do vrtu \varnothing 80 mm a umístěné ve středu každého bloku s hlavami tvořenými podložkou a matkou skrytými v povrchové vrstvě betonu (celkem 6 kotev). Po osazení rámu se hornina v okolí bloků odstraní do hloubky dané výškou bloků.

Pro vnesení normálních sil na povrch bloků budou připraveny tyčové kotvy, na něž se při zkouškách připevní nosník sestavený ze dvou U-profilů spojených přivařenými příložkami. Pro vyvození reakce tangenciálních sil bude nutno pod každým blokem upravit plochu výlomu dostatečné šířky pro umístění roznášecí desky.

Síly budou při zkouškách vyvozovány hydraulickými zvedáky uloženými na lešení. Normální síla se na bloky přenesse přes válečkové ložisko umožňující kolmý pohyb bloku při jeho smykání. Nedílnou součástí zatěžovací kolony je kulový kloub pro vyloučení excentricity zatížení v zatěžovací koloně. Kolona bude dále sestávat z dynamometru, prodlužovacích trubních nástavců a podkladních desek. Bude se opírat o zmíněný nosník připevněný na tyčové kotvy nebo na krátké příčné nosníky v případě zdvojení kotev. Kolona tangenciální síly bude sestávat rovněž z hydraulického zvedáku, dynamometru, prodlužovacích nástavců a podkladních desek. Vyvozovaná síla se na blok přenesse přes klín, jehož účelem je vyloučení klopného momentu, tzn. umožnění odklonu tangenciální síly tak, aby se paprsky normální a tangenciální síly protínaly v předurčené ploše porušení v základně bloku.

Sestava smykové zkoušky je schematicky znázorněna na následujícím obrázku.



Obrázek 3-9 – Vzorový příčný řez blokem smykové zkoušky

Všechny zkoušky budou realizovány jako zkoušky s předurčenou plochou porušení, odpovídající plochám vrstevnatosti horninového masivu – viz následující obrázek.



Obrázek 3-10 – Sestava smykové zkoušky s předurčenou plochou porušení podél ploch diskontinuity

Vnášené síly budou měřeny tenzometrickými dynamometry. Deformace (normální a tangenciální posuny bloků) budou sledovány číselníkovými úchylkoměry uchycenými na samostatné konstrukci nezávislé na zatěžovacích kolonách. Při vlastních smykových zkouškách se nejprve vnese normální síla na plánovanou hodnotu a po ustálení deformací se přistoupí ke stupňovitému přitěžování tangenciální silou. Na každém zatěžovacím stupni se udržuje konstantní zatížení až do ustálení, za což se považuje stav, kdy přírůstek deformace v časovém intervalu 3 minut nepřesáhne 0,025 mm. Zatěžování tangenciální silou pokračuje až do usmyknutí bloku.

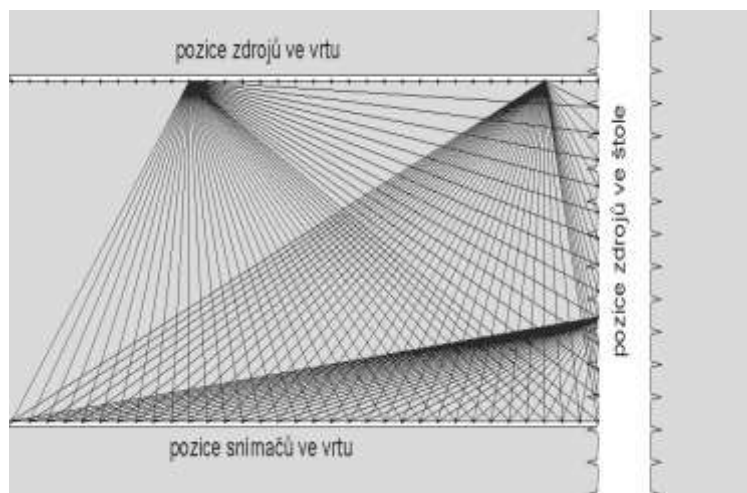
Poslední fází zkoušek bude uzavření ventilů hydraulických soustav s ponecháním samovolného poklesu tlaků normální a tangenciální síly za současného sledování jejich časového průběhu bez měření deformací. Po zkouškách se odloučené bloky odklopí a smykové plochy zdokumentují.

Z průběhu smykových zkoušek se pak vyhodnotí mez kluzu z ohybu křivek závislosti posunu bloků na vneseném tangenciálním zatížení, dále vrcholová pevnost z konečných hodnot napětí při usmyknutí bloků, a konečně reziduální pevnost extrapolací průběhu časové závislosti poklesu napětí po uzavření ventilů hydraulických soustav.

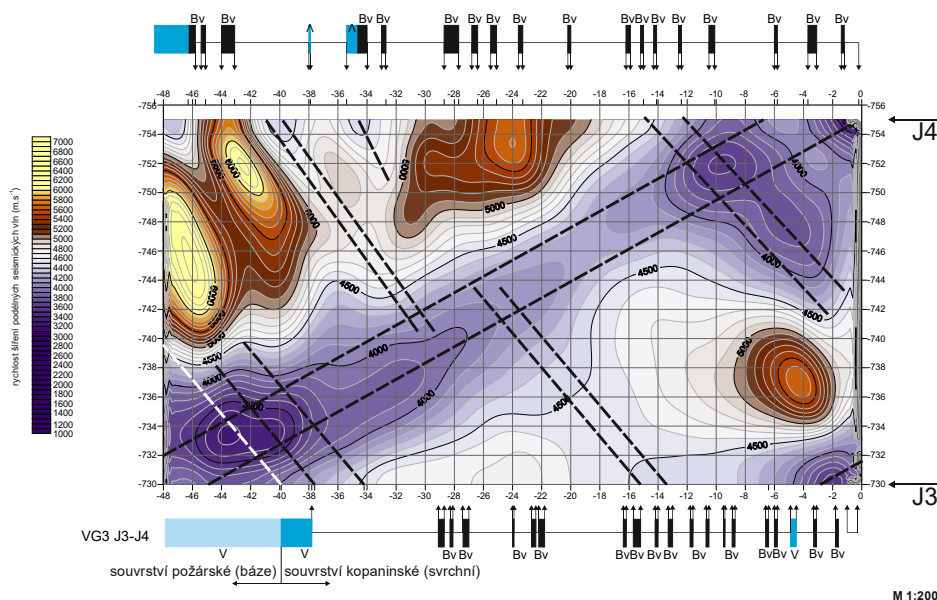
3.3.3.4 Geofyzikální měření

3.3.3.4.1 Seismická tomografie mezi vrtů

Seismické prosvěcování mezi dvěma či více vrtů, štolou a vrtem, vrtem a povrchem umožňuje detailní klasifikaci prostředí mezi průzkumnými díly. Hlavním cílem použití této metody je vyhledání lokálních nehomogenit, především poruchových puklinových zón a naopak kompaktních poloh v okolí štoly, resp. následně v zájmovém prostoru. Při měření vrt-vrt jsou v jednom vrtu umístěny snímače elastického vlnění, kterými jsou buď přitlačné geofony, nebo hydrofony umístěné ve vodě. Buzení seismického signálu je pak umístěno ve druhém vrtu pomocí speciálních mechanických budičů. Krok snímačů a zdrojů buzení bývá shodný, nejčastěji v rozsahu 0,5 až 1 m (v závislosti na vzdálenosti vrtů). Pro přenos budícího a přijímaného signálu je nutné zajistit kontakt těchto zařízení s horninovým masivem. V místech porušených hornin ve vrtu je nezbytné použít ochranné pažení. Pozice snímačů ve vrtech je nutno stanovit inklinometrickým měřením průběhu vrtu. Zpracování měření seismického prosvěcování je prováděno tomografickou iterativní metodou do formy stínové (tomografické) mapy.



Obrázek 3-11 – Schéma seismického prosvěcování mezi vrti vedenými ze štol



Obrázek 3-12 – Výsledky tomografického zpracování seismických měření v ploše mezi vrti (ukázka)

3.3.3.4.2 Seismokarotáž

Při aplikaci seismických měření ve vrtu je ve směru vrtu posouván seismický snímač s diskrétním krokem 0,2–0,5 m a u ústí vrtu (vertikálního, šikmého či horizontálního) je vybuzen seismický pulz. Sledován je čas průchodu seismického vlnění od bodu vzruchu k bodu příjmu. Následně jsou detailně vyhodnoceny geomechanické vlastnosti prostředí. K měření je možné použít i vícekanálová zařízení. Ve vrtech pro tomografická měření umožňují navázání prosvěcování na geomechanický stav masivu v okolí jednotlivých vrtů.



Obrázek 3-13 – Seismická sonda do vrtu se 4 snímači

3.3.3.4.3 Georadarová měření

Georadarová měření ve vrtech prováděná vrtnou georadarovou sondou malého průměru (45 mm) s krokem měření 1 cm umožňují detailně posoudit okolí jednotlivých vrtů do vzdálenosti několika metrů. Lze tak zachytit puklinové systémy a blízké kaverny v okolí vrtu, který je nezastihl, nebo místa přítoků vody.

3.3.3.4.4 Kamerové prohlídky vrtů

Každý z vrtů vedených ze štoly jak v průběhu její ražby, tak po jejím dokončení bude kromě dokumentace vrtného jádra dokumentován spojitým kamerovým záznamem s registrovanou vzdáleností od ústí vrtu.

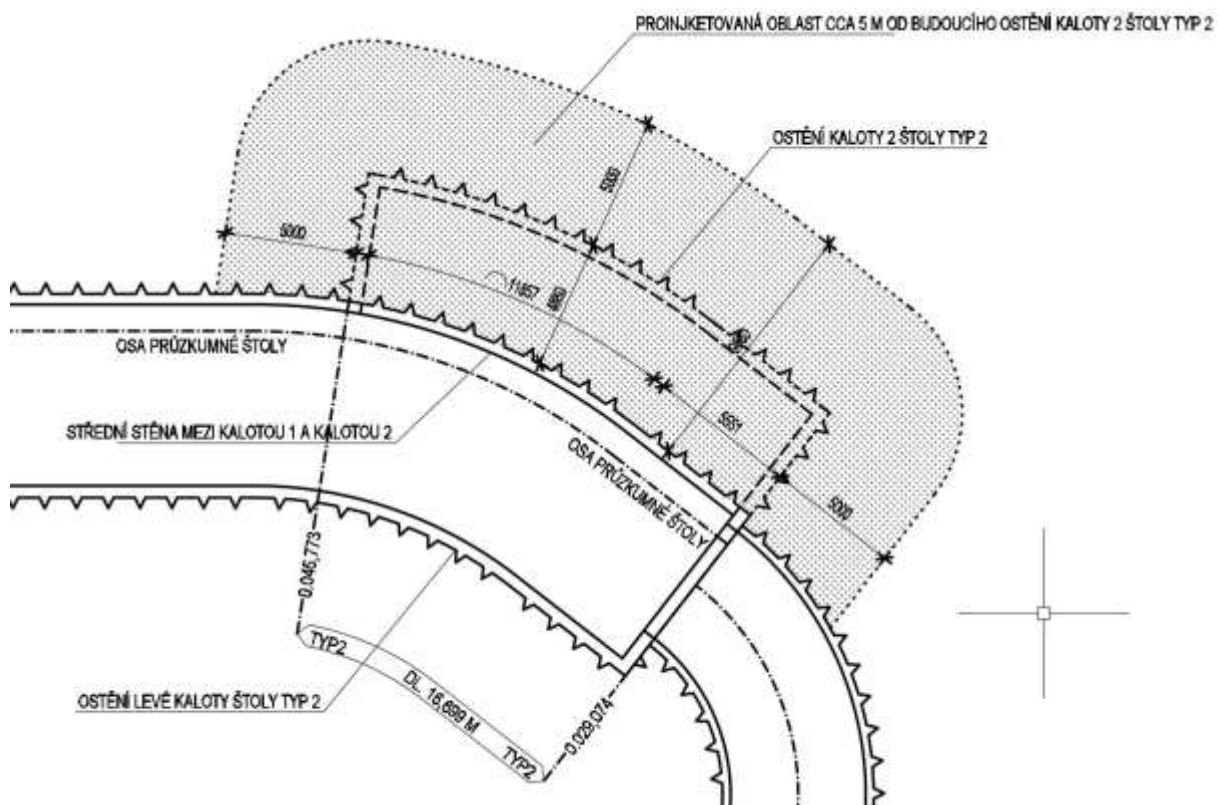
3.3.4 Pokusné injektáže

3.3.4.1 Rozsah pokusných injektáží

Pro ověření vlastností injektovaného prostředí jsou v rámci průzkumu navržena 2 injektážní pole. Injektáže budou probíhat v prostoru rozšířené kaloty ostění TYP2 a TYP4. Tímto rozsahem bude zaručeno, že budeme vylepšovat prostředí Kosovských i Liteňských vrstev.

3.3.4.2 Injektáže v prostoru rozšířené kaloty TYP2

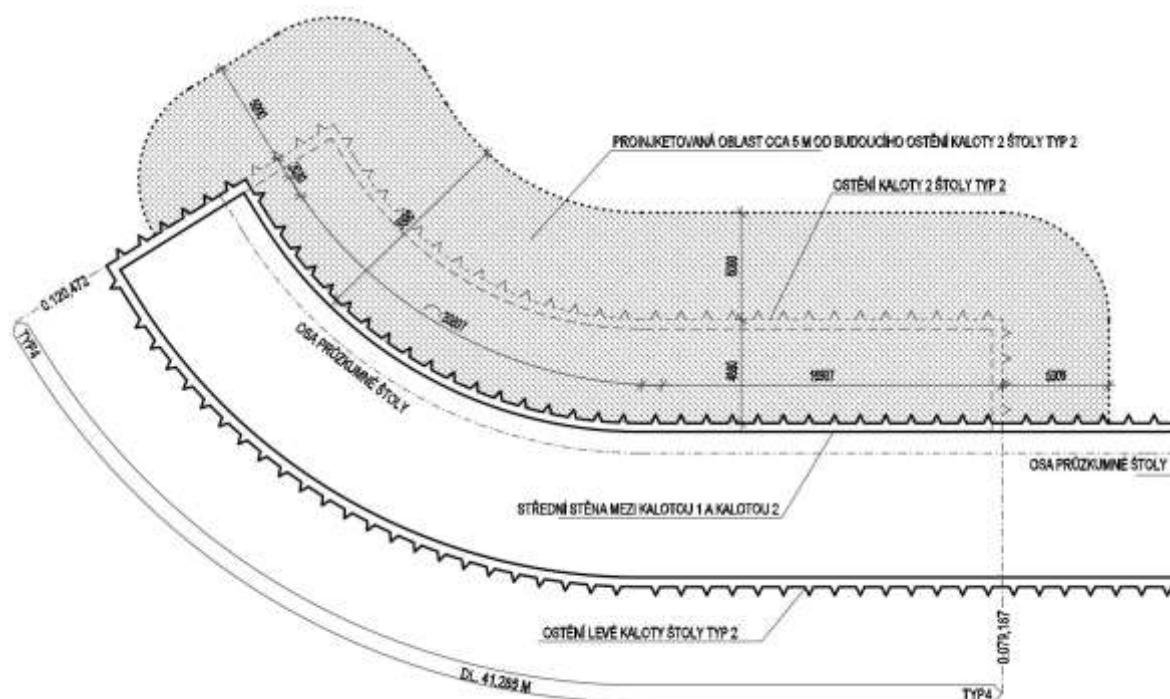
V tomto prostoru by měly být k zastižení pouze horniny Kosovského souvrství. Po vyražení levé části kaloty a po provedení zkoušek bude provedeno proinjektování prostoru pro ražbu rozšíření (pravé) kaloty. Tvar proinjektované oblasti ukazuje obrázek. Tento tvar a celkový objem proinjektovaného prostředí bude přizpůsoben geologickým podmínkám zastiženým během ražby levé kaloty.



Obrázek 3-14 – Schéma rozsahu injektáží – Půdorys štol TYP2

3.3.4.3 Injektáže v prostoru rozšířené kaloty TYP4

V tomto prostoru by měly být k zastižení horniny Kosovského i Liteňského souvrství a diabasy. Po vyražení levé části kaloty a po provedení zkoušek bude provedeno proinjektování prostoru pro ražbu rozšíření (pravé) kaloty. Tvar proinjektované oblasti ukazuje obrázek. Tento tvar a celkový objem proinjektovaného prostředí bude přizpůsoben geologickým podmínkám zastiženým během ražby levé kaloty.



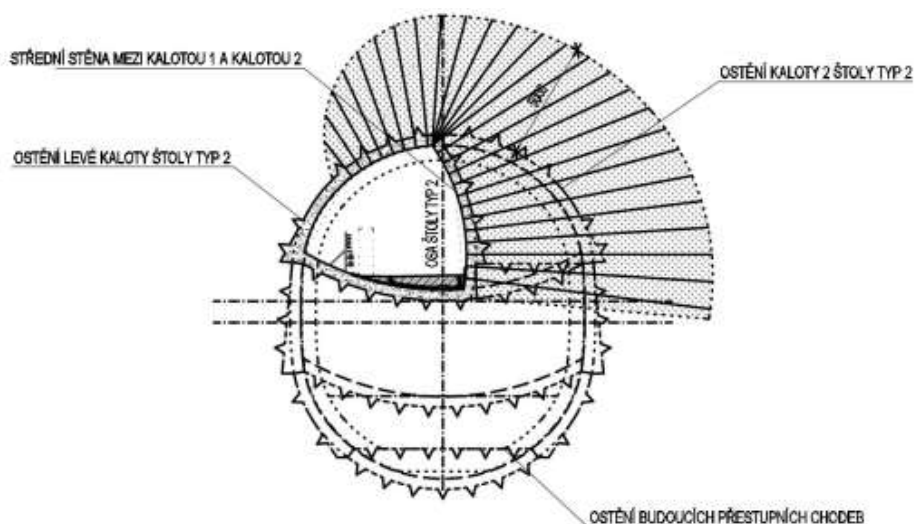
Obrázek 3-15 – Schéma rozsahu injektáží – Půdorys štol TYP4

3.3.4.4 Použité hmoty

Vzhledem k provedenému injektážnímu pokusu, ve kterém se ověřil pozitivní vliv použitých hmot na deformační parametry horninového prostředí, je nutné, aby injektážní hmoty měly stejné nebo lepší parametry než použité PUR pryskyřice při injektážním pokusu.

3.3.4.5 Rastr vrtů a očekávaná spotřeba injektážního materiálu

Navržený rastr vrtů vychází ze schopnosti penetrace horninového prostředí, které bylo ověřeno injektážním pokusem. Vrtý budou prováděny z levé kaloty do prostoru rozšíření pravé kaloty v příčném řezu po 0,5 m a v podélném řezu po 0,75 m. Vzhledem k vějířovitému uspořádání jsou vrtý navrženy tak, aby prostor mezi nimi dosahoval v nejširším místě cca 1 m.



Obrázek 3-16 – Schéma rozsahu injektáží – Příčný řez

Očekávaná spotřeba injektážního materiálu je 75 l na 1 m' injektážní trubky. S tím, že v místech, kde bude docházet ke zhušťování vrtů, se dá očekávat výrazně menší spotřeba, na druhou stranu ke konci vrtů může spotřeba narůst.

Tento odhad byl proveden na základě injektážního pokusu z jednoho vrtu. Během provádění průzkumné štoly a při provádění injektáží dojde k postupnému upřesnění jak samotného rozsahu injektovaného prostředí, tak i roztečí vrtů i spotřeby injektážních materiálů.

3.3.4.6 Očekávané vylepšení zeminového prostředí

Dle presiometrických měření z injektážního pokusu očekáváme v Kosovském souvrství velmi nízké hodnoty deformačních parametrů. Očekávané vylepšení deformačních parametrů proinjektovaného prostředí činí 1,6–1,9násobek původních parametrů.

3.4 Ražba stanice

Přesný návrh a postup výstavby jednodlní stanice Pankrác D bude možné provést až po provedení a vyhodnocení geologického průzkumu, nicméně pro potřeby výpočtů již teď uvažují o určitém (předpokládaném) postupu ražeb včetně jejich vystrojení a o nutném rozsahu zpevňujících injektáží horninového prostředí. Tyto informace jsou podrobně zpracovány v kapitolách 4.6.4 B – Ražba stanice Pankrác D a 4.6.5 C – Ražba přestupních chodeb.

4 Výpočetní modely a výpočty

4.1 Úvod

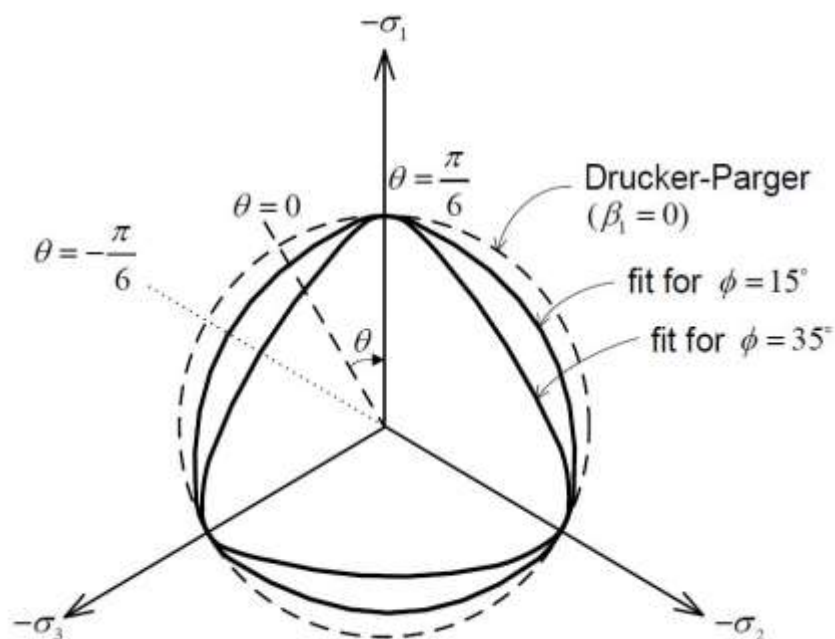
V této kapitole prokáži pomocí výpočtů účinnost zpevňujících injektáží tektonicky porušených hornin Kosovského souvrství, jejich vliv na napěťo-deformační chování celého horninového prostředí a stávající traťové tunely metra C.

Veškeré výpočty byly prováděné v programu **MIDAS GTS NX 2016 v. 2.1.**

Kapitola *Výpočetní modely a výpočty* se z důvodu značného rozsahu dělí do několika podkapitol:

- **Sítě v modelu** – Zde popisují jednotlivé prvky sítě používané ve výpočetním programu
- **Materiálové modely uvažované ve výpočtech** – V této podkapitole ukážu, jaké materiálové modely jsou používány ve výpočtech
- **Mohr-Coulomb modifikovaný**
- **Mohr-Coulomb modifikovaný je rozšířenou** verzí materiálového modelu Mohr-Coulomb, který v sobě ukrývá složitý materiálový model, kombinující nelineární elastické a plastické chování zeminového prostředí.
- Mohr-Coulomb modifikovaný definuje elastickou oblast jako nelineární elastickou a do výpočtu vstupuje elastický poměr mezi objemovým napětím a deformací.
- **Vstupními parametry pro tento model jsou** modul pružnosti zeminy **Ezatěžovací** ze zatěžovací větve a modul pružnosti zeminy **Eodlehčovací** z odlehčovací větve, které získáme například po přepočtu z presiometrických či dilatometrických zkoušek, Poissonovo číslo, dále pak **úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy**, které určují hranici plasticity. Program modeluje ustálený stav po redistribuci pórových tlaků a používá tedy **efektivní parametry** úhlu vnitřního tření ϕ_{ef} , a soudržnosti c_{ef} . Zadává se také úhel dilatance.

Tento model upravuje model singularity MC modelu. Jak je patrné z obrázku prochází průmět MCM plochy plasticity do deviátorové roviny (hladká křivka) všemi vrcholy Mohr-Coulombova hexagonu a shodně s MC modelem je podmínka plasticity závislá na středním efektivním napětí σ_m a Lodeovu úhlu θ . U tohoto modelu lze čekat tužší odezvu materiálu než při použití modelů Mohr Coulomb.



Obrázek 4-12 – Mohr-Coulomb modifikovaný - obálka porušení v prostoru

- Geotechnické parametry injektovaného horninového prostředí SP6 – Na tomto místě odvodním parametry proinjektované horniny včetně jejího zpracování statistickou metodou LHS (11)
- **Zjednodušující předpoklady** – Zde jsou uvedeny všechny zjednodušující předpoklady, na jejichž základě je vytvořen model pro výpočet
- **Výpočetní modely** – V kapitole Zjednodušující předpoklady je celý model rozdělen na 3 dílčí modely, které jsou zde podrobně popsány včetně postupu výstavby
- **Výsledky výpočtů** – V této nejdůležitější kapitole budou vyhodnoceny nejen veškeré výsledky z výpočtů dílčích modelů, ale i výsledky celkové.

4.2 Sítě v modelu

4.2.1 Prvky sítě

Pro geometrické modelování prvků sítě v programu MIDAS GTS NX lze použít různé druhy prvků. Tyto prvky mohou být použité pro lineární a nelineární analýzu napětí, analýzu průsaků, konsolidační analýzu a další související analýzy. Pro správné fungování výpočtu je důležité správné použití těchto prvků v modelu, kdy jejich specifické vlastnosti jsou klíčem pro provedení

přesné analýzy metodou konečných prvků. Tato kapitola uvádí různé teorie používané při modelování konečných prvků v GTS NX.

Typy použitelných prvků sítě v programu MIDAS GTS NX (12), jejich tvary a vlastnosti lze rozdělit takto:

- **Skalární prvek** – Jeden uzel, jehož pohyb má posunutí nebo kinetickou energii definovanou relativní hodnotou vzhledem k základnímu bodu. Prvek lze definovat pomocí 2 uzlů, ale s informacemi o tvaru, protože vzdálenost mezi uzly není brána v úvahu. Tedy bodová pružina, maticová pružina, hmotnost atd. jsou klasifikovány jako skalární prvky.
- **1 dimenzionální prvek – 1D** – Je reprezentován tvarem křivky se dvěma uzly, jejichž tvarové informace (například vzdálenost mezi uzly) jsou v prvku přímo zohledněny. 1D prvky tvaru zahrnují vazníky, vložené vazníky, nosníky, vložené nosníky, geomříže 1D, piloty a elastické spojovací prvky.
- **2 dimenzionální prvek – 2D** – Mají většinou trojúhelníkový nebo obdélníkový tvar, který může mít 3/4/6/8 uzlů. 2D prvek může mít prostorové zakřivení. Pomocí 2D prvků lze vyjádřit rovinnou deformaci, rovinné napětí, axisymetrický objekt, geogrid 2D a měřicí prvky. Rovinné deformace a osově symetrické pevné prvky jsou 2D tvarové prvky, ale používají se i k vyjádření 3D napětí.
- **3 dimenzionální prvek – 3D** – Mají převážně tetraedrální, pentaedrální nebo hexaedrální tvar, který může mít 4/5/6/8/10/13/15/20 uzly. A pentaedrický prvek má tvar klínu nebo tvar pyramidy. Pevné prvky jsou klasifikovány jako 3D objemové prvky.

4.2.2 Aproximační funkce jednotlivých prvků

Základní předpoklad definice prvku je ten, že předpokládáme posunutí pole způsobené funkcí dle tvaru. Základní funkce pole posunu je rovnoměrně aplikována na pole napjatosti, napětí v pórech od tlaku vodního sloupce nebo konsolidační. Funkce 1,2,3D prvku jsou vyjádřeny v přirozené souřadnici systému (ξ , η , ζ).

4.2.2.1 1D prvky

4.2.2.1.1 Dvouuzlový prvek

$$N_i = \frac{1 + \xi_i * \xi}{2}; -1 \leq \xi \leq 1$$

$$\xi_1 = -1; \xi_1 = -1$$

4.2.2.1.2 Dvouuzlový prvek s Hermitovou interpolační funkcí

$$N_1 = 1 - 3 * \xi^2 + 2 * \xi^3; N_2 = l * \xi - 2 * l * \xi^2 + l * \xi^3$$

$$N_3 = 3 * \xi^2 - 2 * \xi^3; N_4 = -l * \xi^2 + l * \xi^3$$

$$0 \leq \xi \leq 1$$

l – Délka prvku

4.2.2.1.3 Tříuzlový prvek

$$N_1 = \frac{1}{2} * \xi * (\xi - 1); N_2 = \frac{1}{2} * \xi * (\xi + 1); N_3 = \frac{1}{2} * (1 - \xi^2); -1 \leq \xi \leq 1$$

4.2.2.2 2D prvky

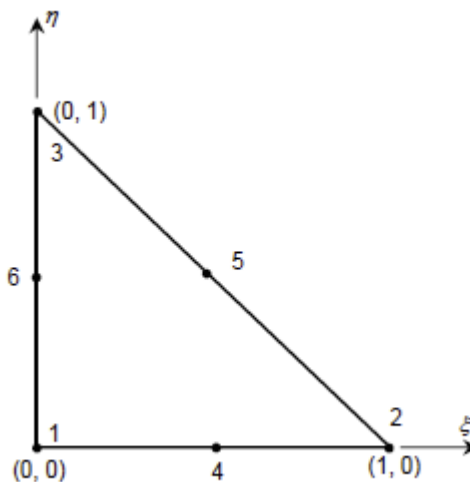
4.2.2.2.1 Tříuzlový trojúhelník

$$N_1 = 1 - \xi - \eta; N_2 = \xi; N_3 = \eta$$

4.2.2.2.2 Šestiuzlový trojúhelník

$$N_1 = (1 - \xi - \eta) * (1 - 2 * \xi - 2 * \eta); N_2 = \xi * (2 * \xi - 1); N_3 = \eta * (2 * \eta - 1)$$

$$N_4 = 4 * \xi * (1 - \xi - \eta); N_5 = 4 * \xi * \eta; N_6 = 4 * \eta * (1 - \xi - \eta)$$



Obrázek 4-1 – Šestiuzlový trojúhelník

4.2.2.2.3 Čtyřuzlový obdélník

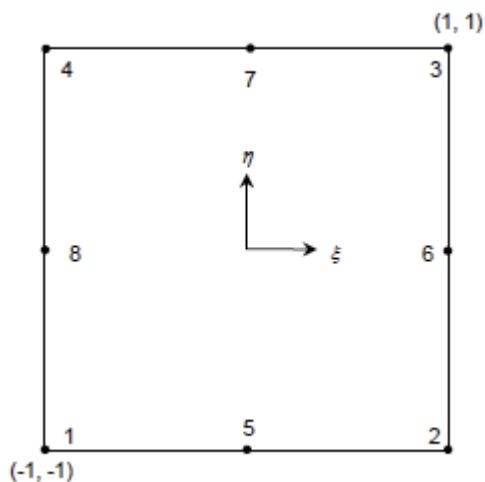
$$N_i = \frac{1}{4} * (1 + \xi_i * \xi) * (1 + \eta_i * \eta); i = 1, 2, 3, 4$$

4.2.2.2.4 Osmiuzlový obdélník

$$N_i = \frac{1}{4} * (1 + \xi_i * \xi) * (1 + \eta_i * \eta) * (\xi_i * \xi + \eta_i * \eta - 1); i = 1, 2, 3, 4$$

$$N_i = \frac{1}{2} * (1 - \xi^2) * (1 + \eta_i * \eta); i = 5, 7$$

$$N_i = \frac{1}{2} * (1 - \eta^2) * (1 + \xi_i * \xi); i = 6, 8$$



Obrázek 4-2 – Osmiuzlový obdélník

4.2.2.3 3D prvky

4.2.2.3.1 Čtyřuzlový tetraedron

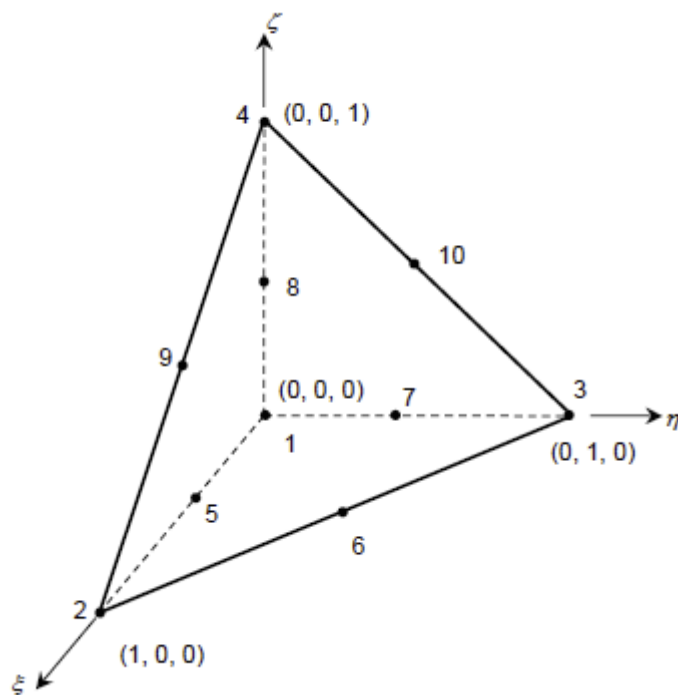
$$N_1 = 1 - \xi - \eta - \zeta; N_2 = \xi; N_3 = \eta; N_4 = \zeta$$

4.2.2.3.2 Desetiuzlový tetraedron

$$N_1 = 2 * (1 - \xi - \eta - \zeta) * \left(\frac{1}{2} - \xi - \eta - \zeta\right); N_2 = 2 * \xi * \left(\xi - \frac{1}{2}\right); N_3 = 2 * \eta * \left(\eta - \frac{1}{2}\right);$$

$$N_4 = 2 * \zeta * \left(\zeta - \frac{1}{2}\right); N_5 = 4 * \xi * (1 - \xi - \eta - \zeta); N_6 = 4 * \xi * \eta;$$

$$N_7 = 4 * \eta * (1 - \xi - \eta - \zeta); N_8 = 4 * \zeta * (1 - \xi - \eta - \zeta); N_9 = 4 * \xi * \zeta; N_{10} = 4 * \eta * \zeta$$



Obrázek 4-3 – Desetiužlový tetraedron

4.2.2.3.3 Šestiúžlový pentaedron

$$N_i = \frac{1}{2} * (1 - \xi - \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 1, 4$$

$$N_i = \frac{1}{2} * \xi * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 2, 5$$

$$N_i = \frac{1}{2} * \eta * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 3, 6$$

4.2.2.3.4 Patnáctiužlový pentaedron

$$N_i = \frac{1}{2} * (1 - \xi - \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta) * (\zeta_i * \zeta - 2 * \xi - 2 * \eta); i = 1, 4$$

$$N_i = \frac{1}{2} * \xi * (1 + \zeta_i * \zeta) * (\zeta_i * \zeta + 2 * \xi - 2); i = 2, 5$$

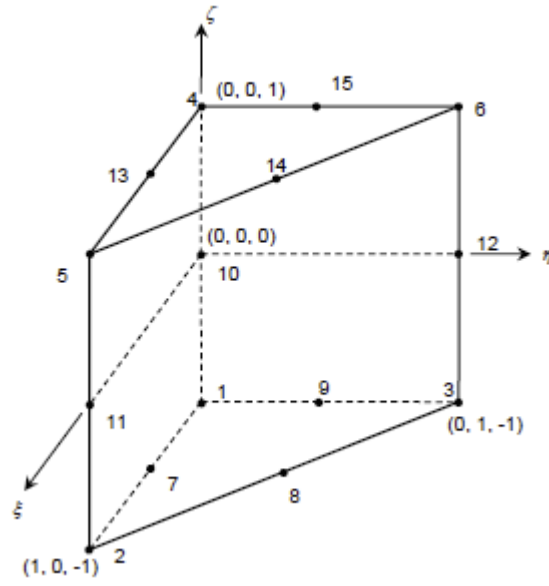
$$N_i = \frac{1}{2} * \eta * (1 + \zeta_i * \zeta) * (\zeta_i * \zeta + 2 * \eta - 2); i = 3, 6$$

$$N_i = 2 * \xi * (1 - \xi - \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 7, 13$$

$$N_i = 2 * \xi * \eta * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 8, 14$$

$$N_i = 2 * \eta * (1 - \xi - \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 9, 15$$

$$N_{10} = (1 - \xi - \eta) * (1 - \zeta^2); N_{11} = \xi * (1 - \zeta^2); N_{12} = \eta * (1 - \zeta^2)$$



Obrázek 4-4 – Patnáctiuzlový pentaedron

4.2.2.3.5 Pětiuzlový pentaedron (pyramida)

$$N_i = \frac{1}{4} * \left\{ (1 + \zeta_i * \zeta) * (1 + \eta_i * \eta) - \zeta + \xi_i * \eta_i * \frac{\xi * \eta * \zeta}{1 - \zeta} \right\}; i = 1, 2, 3, 4$$

$$N_5 = \zeta$$

4.2.2.3.6 Třináctiuzlový pentaedron (pyramida)

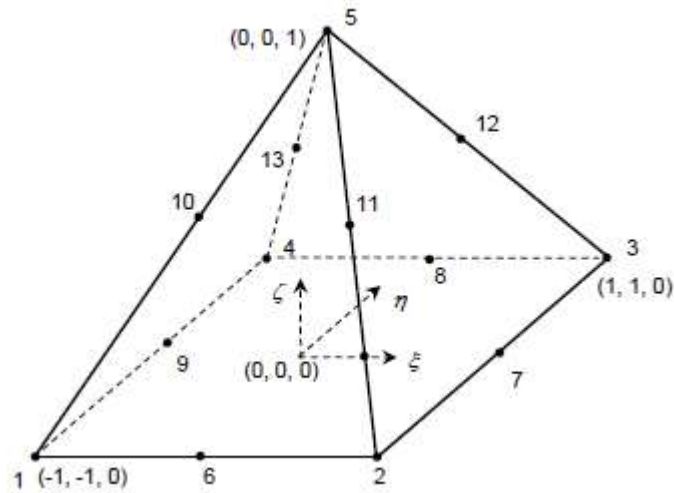
$$N_i = \frac{1}{4} * (\zeta_i * \zeta + \eta_i * \eta - 1) * \left\{ (1 + \zeta_i * \zeta) * (1 + \eta_i * \eta) - \zeta + \xi_i * \eta_i * \frac{\xi * \eta * \zeta}{1 - \zeta} \right\}; i = 1, 2, 3, 4$$

$$N_i = \frac{(1 + \xi + \zeta) * (1 - \xi - \zeta) * (1 + \eta_i * \eta - \zeta)}{2 * (1 - \zeta)}; i = 6, 8$$

$$N_i = \frac{(1 + \eta + \zeta) * (1 - \eta - \zeta) * (1 + \xi_i * \xi - \zeta)}{2 * (1 - \zeta)}; i = 7, 9$$

$$N_i = \frac{\zeta(1 + 2 * \xi_i * \xi + \zeta) * (1 + 2 * \eta_i * \eta - \zeta)}{2 * (1 - \zeta)}; i = 10, 11, 12, 13$$

$$N_5 = \zeta * (2 * \zeta - 1)$$



Obrázek 4-5 – Třináctiuzlový pentaedron (pyramida)

4.2.2.3.7 Osmiuzlový hexaedron

$$N_i = \frac{1}{8} * (1 + \xi_i * \xi) * (1 + \eta_i * \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 1, \dots, 8$$

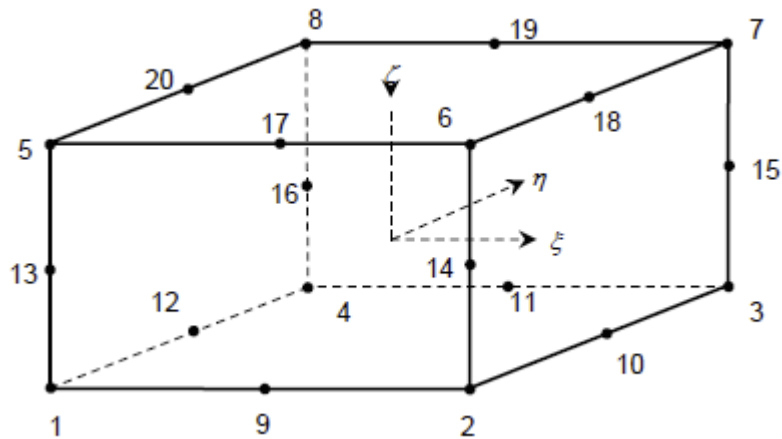
4.2.2.3.8 Dvacetiuzlový hexaedron

$$N_i = \frac{1}{8} * (1 + \xi_i * \xi) * (1 + \eta_i * \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta) * (\xi_i * \xi + \eta_i * \eta + \zeta_i * \zeta - 2); i = 1, \dots, 8$$

$$N_i = \frac{1}{4} * (1 + \xi^2) * (1 + \eta_i * \eta) * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 9, 11, 17, 19$$

$$N_i = \frac{1}{4} * (1 + \eta^2) * (1 + \xi_i * \xi) * (1 + \zeta_i * \zeta); i = 10, 12, 18, 20$$

$$N_i = \frac{1}{4} * (1 + \zeta^2) * (1 + \xi_i * \xi) * (1 + \eta_i * \eta); i = 13, 14, 15, 16$$



Obrázek 4-6 – Dvacetiuzlový hexaedron

4.2.3 Prvky použité v modelech

Z předešlé kapitoly je zřejmé, jaký řád rovnic (lineární, kvadratická, kubická atd.) se musí kterým prvkem při výpočtech řešit. Vzhledem k velikosti modelu a rozsahu území, které je předmětem výpočtu, jsem zvolil pro 3D výpočty základní prostorovou síť složenou pouze ze čtyřuzlových tetraedrů. Bohužel současná výpočetní technika není stále na takové úrovni, aby si v tak velkém rozsahu poradila při výpočtech s hybridní víceuzlovou sítí, a to zejména z důvodu náročnosti výpočetního času. Jak ukáží v další kapitole, již při použití této základní sítě zabraly výpočty desítky dní výpočetního času. Samotný software MIDAS GTS NX na tak náročné výpočty také ještě zdaleka není připravený, umí např. využít pouze 16 jader z procesoru.

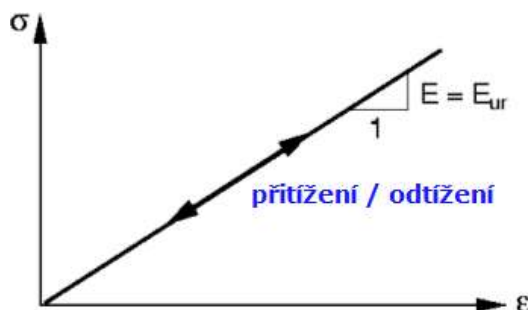
Pro porovnání 3D a 2D modelu je nutné použít prvky s aproximací stejného řádu. Proto nelze použít šestiuzlové trojúhelníky, ale pouze tříuzlové trojúhelníky, kterým v prostoru odpovídají čtyřuzlové tetraedry.

V tomto bodě je třeba si uvědomit, že výsledky, které z výpočtu vyplynou, nebudou odpovídat reálnému chování horninového prostředí. Vypočtené řešení bude, jak už vyplývá z předešlých rovnic, násobně tužší. Proto bude potřeba provést takovou korekci výsledku, kterou se přiblížím reálnému chování horninového masivu.

4.3 Materiálové modely uvažované ve výpočtech

4.3.1 Lineárně elastický model

Základním principem chování elastických materiálů je takové chování, že po odstranění vnějšího zatížení se pružné materiály vrací do původního stavu bez trvalé deformace. MIDAS GTS NX (13) obsahuje různé lineární elastické a nelineární modely elastických materiálů.



Obrázek 4-7 – Lineárně elastický model

V mých modelech používám izotropní elastický materiál, který má stejné vlastnosti v libovolném směru. Lineární elastické izotropní materiály založené na principu Hookova zákona mohou být použity ve všech prvcích, s výjimkou některých speciálních prvků.

Jde o model, kdy namáhání je přímo úměrné napětí, bez vzniku plastického přetvoření. Použitím modulu pružnosti (E), Poissonova čísla (ν) a tepelné roztažnosti (α) lze vztah mezi napětím a deformací v 3D izotropním materiálu vyjádřit následujícím způsobem:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E(1-\nu)}{2(1+\nu)} & 0 & 0 & \frac{E(1-\nu)}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{E(1-\nu)}{2(1+\nu)} & 0 & 0 & \frac{E(1-\nu)}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E(1-\nu)}{2(1+\nu)} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} - \alpha \Delta T \\ \varepsilon_{yy} - \alpha \Delta T \\ \varepsilon_{zz} - \alpha \Delta T \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix}$$

Pro 2D výpočet platí následující podmínky, $\tau_{yz} = \tau_{zx} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ a při rovinné napjatosti $\varepsilon_{zz} = 0$. Pak je možné vztah mezi přetvořením a napětím vyjádřit následující rovnicí.

Závislost modulu pružnosti na hloubce:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} - \alpha \Delta T \\ \varepsilon_{yy} - \alpha \Delta T \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Pokud zadáme, že $\nu = 0,5$, pak výraz $(1 - 2\nu) = 0$ a nulou dělit nelze, proto je nutné používat Poissonův součinitel v rozmezí $-1 < \nu < 0,5$.

V programu lze nasimulovat změnu modulu pružnosti s hloubkou uložení. Pokud je změna 0, použije se konstantní modul pružnosti v celém modelu, je-li změna s hloubkou nenulová, lze modul pružnosti v určité hloubce vypočítat následovně:

$$E = E_{ref} + (\gamma_{ref} - \gamma)E_{inc} \quad (\gamma \leq \gamma_{ref})$$

$$E = E_{ref} \quad (\gamma \geq \gamma_{ref})$$

Kde:

E_{ref} – Počáteční modul pružnosti

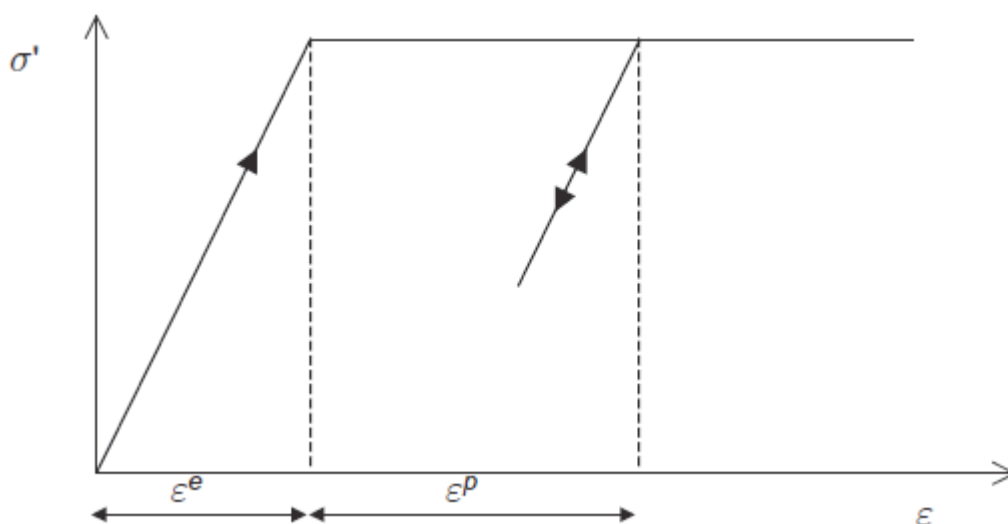
E_{inc} – Změna modulu pružnosti s hloubkou

γ_{ref} – Hloubka, ve které byl určen počáteční modul pružnosti

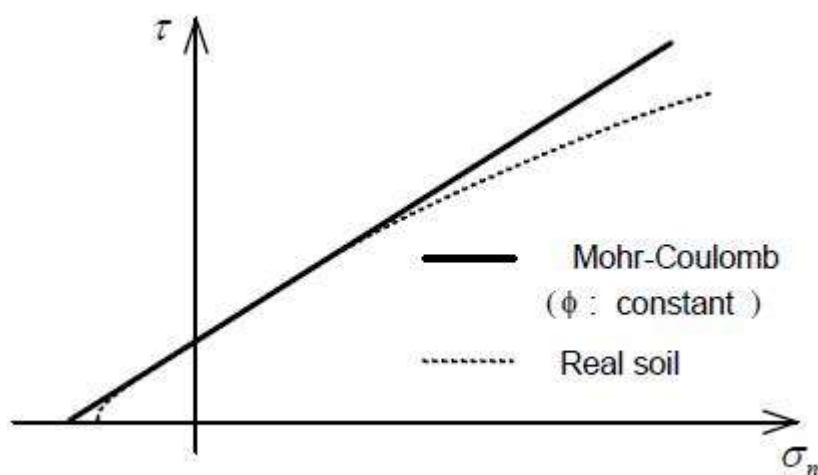
Vypočtené napětí a přetvoření elastického lineárního modelu může být vysoce nereálné. Proto se pro běžnou analýzu chování zemin doporučují nelineární materiálové modely, jako je např. Mohr-Coulomb, Cam-clay a jiné. Nicméně, tento model je vhodný k modelování betonu nebo konstrukční oceli, které mají mnohem vyšší pevnosti a výrazně lineárnější chování než zeminy.

4.3.2 Model Mohr-Coulomb

Model Mohr-Coulomb je definován svým elastoplastickým chováním bez zpevnění, tzn. že při zatěžování vznikají jak elastická (pružná) přetvoření, tak plastická (nevratná) přetvoření. Tento behaviorální předpoklad dává spolehlivé výsledky pro obecné nelineární analýzy zemin a je nejpoužívanějším modelem v geotechnické praxi v České republice.



Obrázek 4-8 – Ideálně pružněplastický model, kde ϵ^e – elastické (pružné) přetvoření [-], ϵ^p – plastické přetvoření [-]



Obrázek 4-9 – Základní chování – Mohr-Coulomb

Hlavní parametry použité pro definování zeminového modelu Mohr-Coulomb.

- Youngův modul pružnosti – E [MPa]
- Poissonovo číslo – ν [-]
- Soudržnost – c [kPa]
- Úhel vnitřního tření – ϕ [°]
- Úhel dilatance – ψ [°]

MIDAS GTS NX umí simulovat změny v modulu pružnosti a soudržnosti s hloubkou modelu. Pokud je změna parametrů s hloubkou „0“, použije se konstantní hodnota. Pokud je změna s hloubkou nenulová lze změněné parametry s ohledem na referenční hloubku spočítat následujícím způsobem:

$$c = c_{ref} + (\gamma_{ref} - \gamma)c_{inc} \quad (\gamma \leq \gamma_{ref})$$

$$c = c_{ref} \quad (\gamma \geq \gamma_{ref})$$

Kde:

c_{ref} – Počáteční soudržnost

c_{inc} – Změna soudržnosti s hloubkou

γ_{ref} – Hloubka, ve které byla určena počáteční soudržnost

Mez únosnosti modelu Mohr-Coulomb:

Podle Mohra lze porušení vyjádřit následující rovnicí:

$$|\tau| = c - \sigma_n \tan \varphi$$

V této rovnici se mezní smykové napětí τ libovolné roviny vztahuje pouze k normálovému napětí σ stejné roviny.

Předešlá rovnice ukazuje, že v napjatovém stavu dochází k porušení materiálu právě tehdy, když Mohrova kružnice protne Mohrovu obálku pevnosti.

Základní funkci porušení dle Mohr-Coulomba lze vyjádřit v tomto tvaru:

$$f = |\tau| + \sigma_n \tan \varphi - c = 0$$

Kritérium porušení předešlé rovnice se nazývá Mohr-Coulombovo kritérium a jde o nejpoužívanější metodu pro výpočet zemin – díky své jednoduchosti, snadno zjistitelným vstupním parametrům i přesnosti.

Po vyjádření Mohr-Coulombova kritéria pomocí hlavních napětí ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) lze předešlou rovnici zapsat v tomto tvaru:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = -\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + c \cos \varphi$$

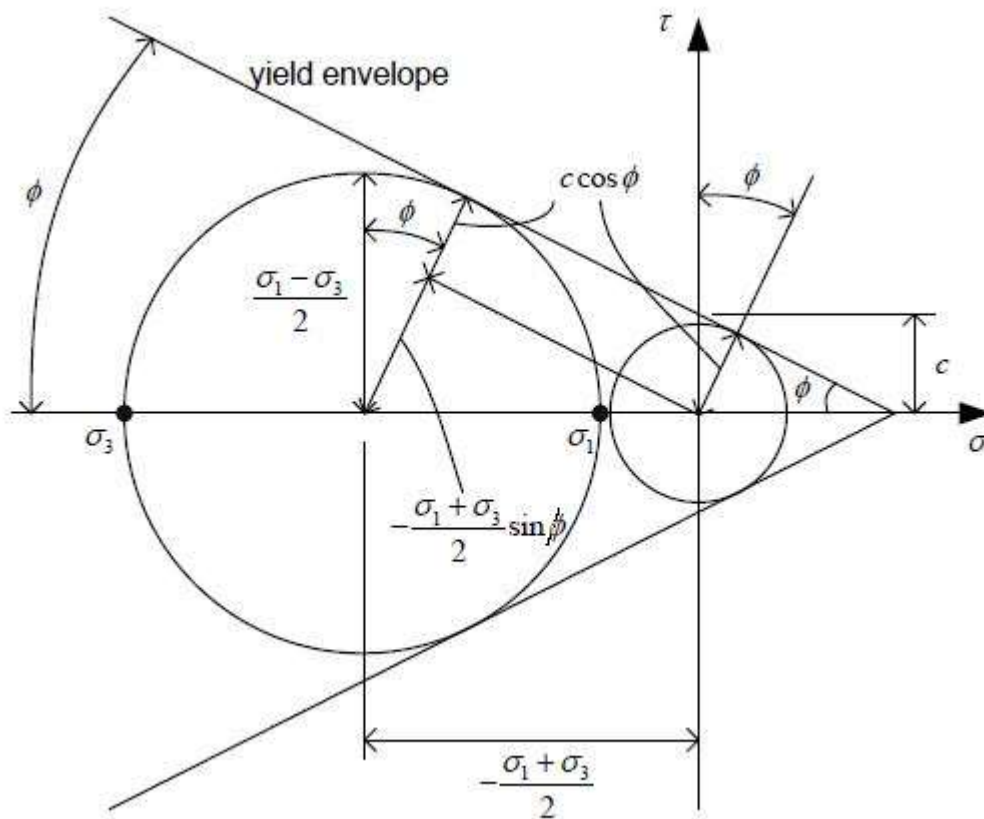
$$\sigma_1 \frac{1 + \sin \varphi}{2c \cos \varphi} - \sigma_3 \frac{1 - \sin \varphi}{2c \cos \varphi} = 1$$

$$\frac{\sigma_1}{f'_t} - \frac{\sigma_3}{f'_c} = 1$$

$$f'_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} - \text{Jednosměrná pevnost v tlaku, když je maximální hlavní napětí 0}$$

$$f'_t = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} - \text{Jednosměrná pevnost v tahu, když je minimální hlavní napětí 0}$$

Předešlá rovnice ukazuje hlavní výhodu při definování materiálu, pro sestavení rovnic je potřeba určit pouze jednosměrné pevnosti v tlaku a tahu.



Obrázek 4-10 – Mohr-Coulombova obálka porušení

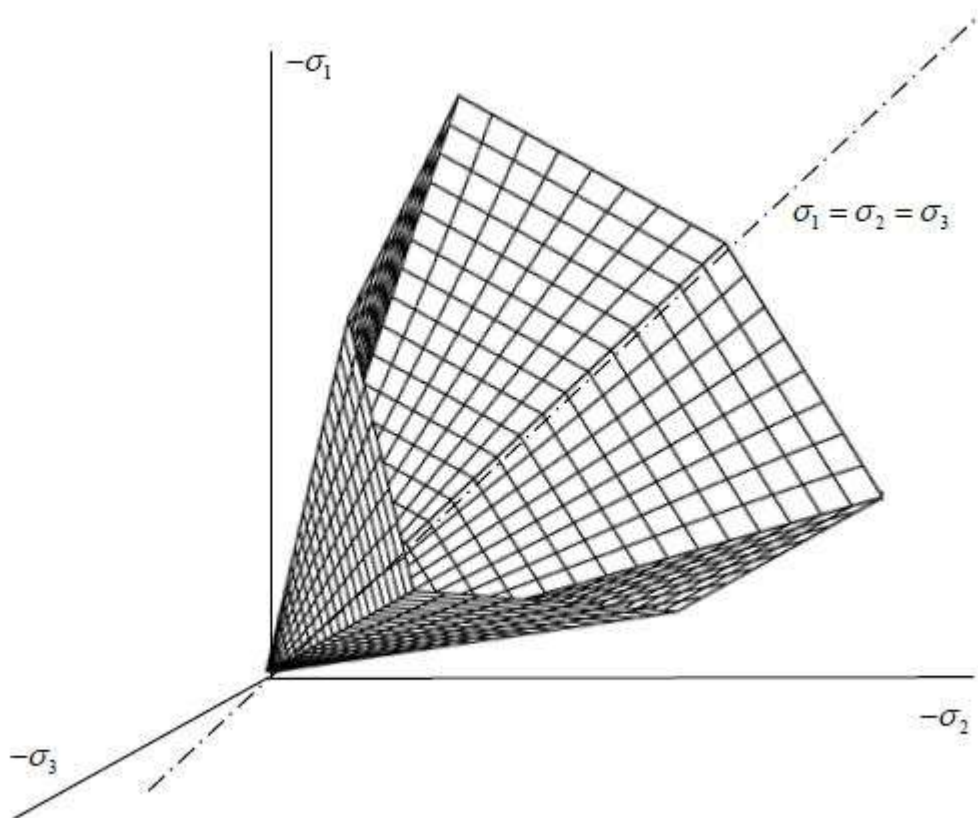
V prostoru je Mohr-Coulombovo kritérium porušení vyjádřeno nepravidelnou pyramidou s šestiúhelníkovou základnou s přímým poledníkem mezi osami hlavních napětí. Chceme-li nakreslit nepravidelný šestiúhelník Mohr-Coulombova kritéria porušení, je třeba požadované délky r_{t0} a r_{c0} vyjádřit následujícím způsobem:

$$r_{t0} = \frac{2\sqrt{6c} \cos \varphi}{3 + \sin \varphi}$$

$$r_{c0} = \frac{2\sqrt{6c} \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

Poměr mezi r_{t0}/r_{c0} lze vyjádřit tímto způsobem:

$$\frac{r_{t0}}{r_{c0}} = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi}$$



Obrázek 4-11 – Mohr-Coulombova obálka porušení v prostoru

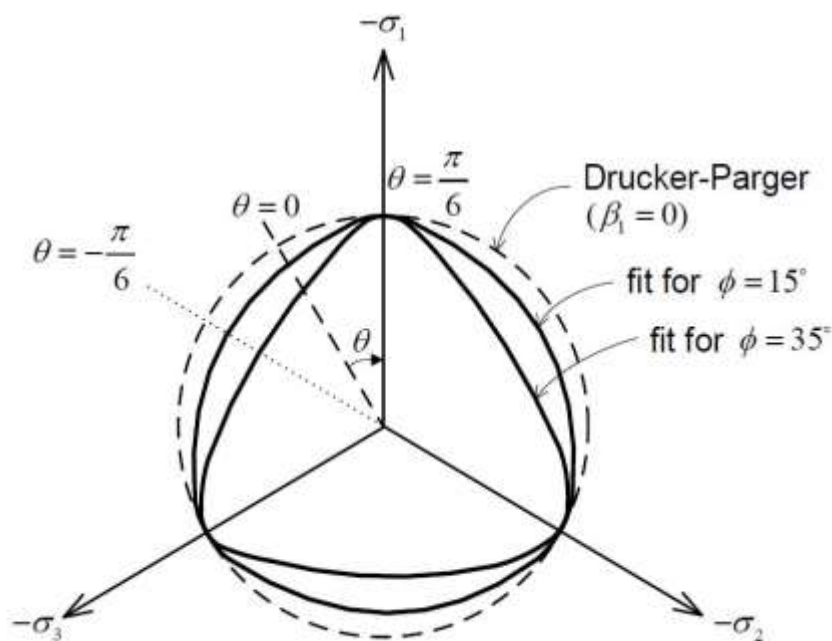
4.3.3 Mohr-Coulomb modifikovaný

Mohr-Coulomb modifikovaný je rozšířenou verzí materiálového modelu Mohr-Coulomb, který v sobě ukrývá složitý materiálový model, kombinující nelineární elastické a plastické chování zeminového prostředí.

Mohr-Coulomb modifikovaný definuje elastickou oblast jako nelineární elastickou a do výpočtu vstupuje elastický poměr mezi objemovým napětím a deformací.

Vstupními parametry pro tento model jsou modul pružnosti zeminy $E_{\text{zatěžovací}}$ ze zatěžovací větve a modul pružnosti zeminy $E_{\text{odlehčovací}}$ z odlehčovací větve, které získáme například po přepočtu z presiometrických či dilatometrických zkoušek, **Poissonovo číslo**, dále pak **úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy**, které určují hranici plasticity. Program modeluje ustálený stav po redistribuci pórových tlaků a používá tedy **efektivní parametry** úhlu vnitřního tření ϕ_{ef} , a soudržnosti c_{ef} . Zadává se také úhel dilatance.

Tento model upravuje model singularity MC modelu. Jak je patrné z obrázku prochází průmět MCM plochy plasticity do deviátorové roviny (hladká křivka) všemi vrcholy Mohr-Coulombova hexagonu a shodně s MC modelem je podmínka plasticity závislá na středním efektivním napětí σ_m a Lodeovu úhlu θ . U tohoto modelu lze čekat tužší odezvu materiálu než při použití modelů Mohr Coulomb.



Obrázek 4-12 – Mohr-Coulomb modifikovaný - obálka porušení v prostoru

4.4 Geotechnické parametry injektovaného horninového prostředí SP6

4.4.1 Modul pružnosti horninového prostředí

V kapitole 3.2 Injektážní pokus Kosovského souvrství jsem podrobně popsal průběh a výsledky injektážního pokusu Kosovského souvrství. Výsledné hodnoty presiometrického modulu pružnosti je nutné přepočítat na Youngův modul pružnosti, který se zadává do výpočetních programů. Vzhledem k tomu, že se jedná o určitý rozsah hodnot, rozhodl jsem se, že výpočet podrobím statistické analýze LHS (latinské hyperkrychle).

Vzhledem k tomu, že z prvního pokusného vrtu se presiometrická měření povedlo uskutečnit pouze ve dvou hloubkových úrovních, mám k dispozici data jen pro dvojí porovnání a určení modulů pružnosti.

1. Porovnání účinnosti injektáže				
Ozn. Vrtu	J-257	J-258		Střední hodnota
Hloubka	16,1	15,7	16,7	
$E_p=E_{oed}=$	110 MPa	151 MPa	176 MPa	164
$E_{def}=$	86 MPa	118 MPa	138 MPa	128
$E=$	120 MPa	165 MPa	193 MPa	179
Nárůst %	0 %	37 %	60 %	49 %

Tabulka 8 – Porovnání účinnosti injektáže v hloubce 16,1 m (7)

2. Porovnání účinnosti injektáže				
Ozn. Vrtu	J-257	J-258		Střední hodnota
Hloubka	18,7	17,7	18,7	
$E_p=E_{oed}=$	190 MPa	213 MPa	385 MPa	299
$E_{def}=$	149 MPa	167 MPa	301 MPa	234
$E=$	208 MPa	233 MPa	422 MPa	327
Nárůst %	0 %	12 %	103 %	57 %

Tabulka 9 – Porovnání účinnosti injektáže v hloubce 18,7 m (7)

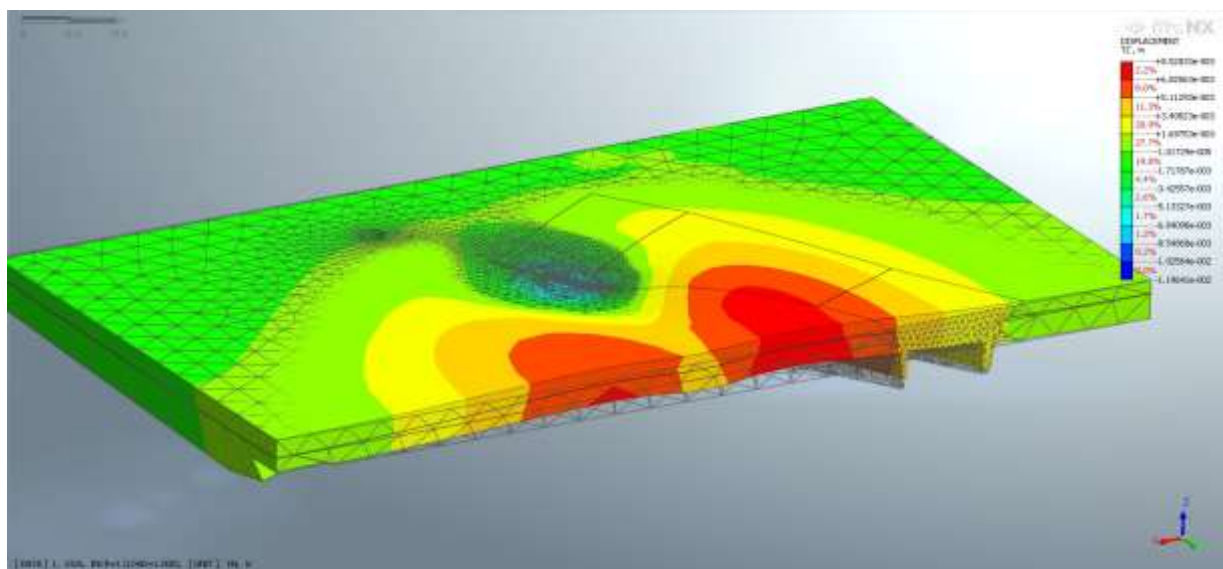
Legenda:		
J-257	Měřeno před injektáží	
J-258	Měřeno po injektážích ve vzdálenosti cca 0,5 m od J-257	
Ep	Presiometrický modul přetvárnosti	
Eoed	Oedometrický modul	
Edef	Deformační modul	
E	Modul pružnosti (používáno ve výpočtech)	
E _{zatěžovací}	Modul pružnosti při zatížení (používáno ve výpočtech)	
E _{odlehčovací}	Modul pružnosti při odlehčení (používáno ve výpočtech)	
Použité vztahy:		
$E_{def} = E_{oed} * \beta$	$\beta = 1 - \frac{2 * \nu^2}{1 - \nu}$	
$E = (1,1 \div 2,0) * E_{def}$	– (zvoleno 1,4)	

V tabulce *Porovnání účinnosti injektáže v hloubce 16,1 m* nedochází k velkému rozptylu presiometrických modulů pružnosti. Naproti tomu v tabulce *Porovnání účinnosti injektáže v hloubce 18,7 m* dochází k velkému rozptylu naměřených hodnot. Do výpočtů budu uvažovat hodnoty z měření v hloubce 16,1 m, a to z těchto důvodů:

- Okolo hloubky 18,7 m došlo k problémům s injektážním tlakem.
- Při měření v hloubce 18,7 m je velký rozptyl mezi naměřenými hodnotami (12 %–103 %), což může být způsobeno nějakou anomálií v masivu kosovských břidlic (křemence).
- Pokud budu uvažovat nižší hodnoty, budu na straně bezpečné, obzvláště pokud se jedná pouze o bodovou informaci.

4.4.2 Odlehčovací modul pružnosti horninového prostředí pro MCM

Během prvotních výpočtů jsem zaznamenal nerealistické chování vyraženého díla stanice na okolní horninový masiv. Nedochází k očekávanému vývoji deformací, kdy klenba tunelů klesá a s ní klesá i nadloží, ale naopak dochází k nadzdvihávání klenby (potažmo celé stanice), což ve výsledku nezpůsobuje sedání nadloží, ale jeho zdvihání – stanice tzv. vyplavává. Tento jev je způsoben nedokonalostí materiálového modelu Mohr-Coulomb, který nepracuje s odlišným modulem pružnosti při zatěžování a odlehčování. Toto chování se nejvíce projevuje u mělkých tunelů, kde je tíha nadloží relativně malá, a tudíž dochází k nereálnému zdvihání nadloží. Uvedený problém řeší materiálový model, který se jmenuje Mohr Coulomb Modifikovaný. V něm lze použít zvlášť modul pružnosti pro zatěžování a pro odlehčování.



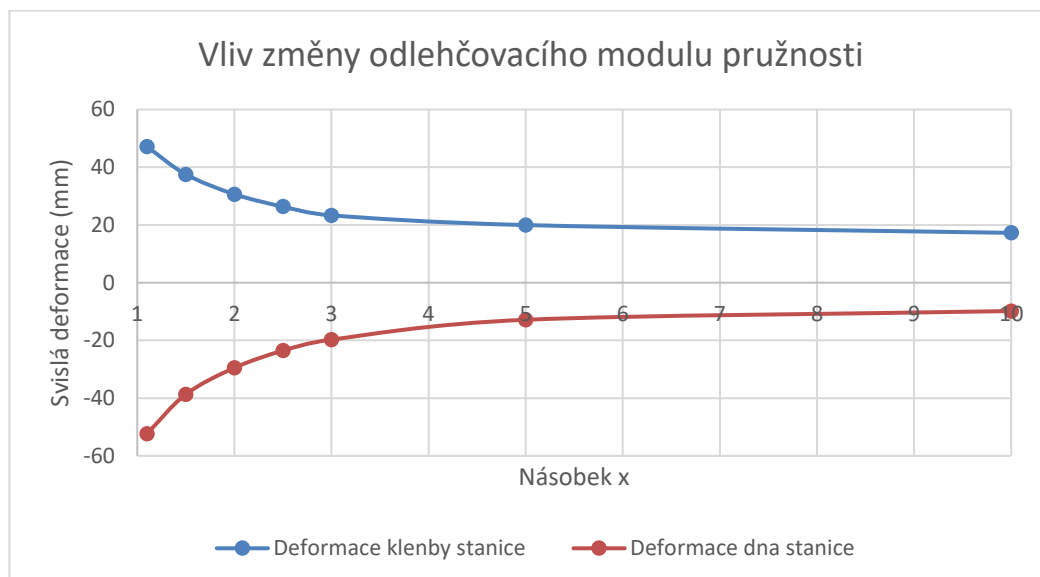
Obrázek 4-13 – Ukázka zdvihání nadloží stanice při použití materiálového modelu MC

Data z geologického průzkumu bohužel o velikosti odlehčovacího modulu pružnosti mlčí. Vždyť do provedení injektážního pokusu nebyla provedena vůbec žádná měření nebo laboratorní pokusy pro zjištění pevnostně-deformačních charakteristik zastiženého horninového masivu. Mohu tak pouze vycházet z měření, která byla provedena v rámci stavby prodloužení stávající trasy A do stanice Nemocnice Motol. Zde byl firmou Arcadis Geotechnika a.s. ve stanici Veleslavín proveden soubor presiometrických měření (14), ve kterých byla vyhodnocena nejen zatěžovací, ale i odlehčovací větev ve dvou zatěžovacích cyklech. Výsledky měření v jednotlivých vrtech se však velmi liší. Rozdíl mezi zatěžovacím a odlehčovacím presiometrickým modulem činí v některých případech pouze jednonásobek, v některých případech vícenásobek, v extrémních případech dokonce i desetinásobek. Ve všech případech je presiometrický modul na odlehčovací větvi větší než na větvi zatěžovací.

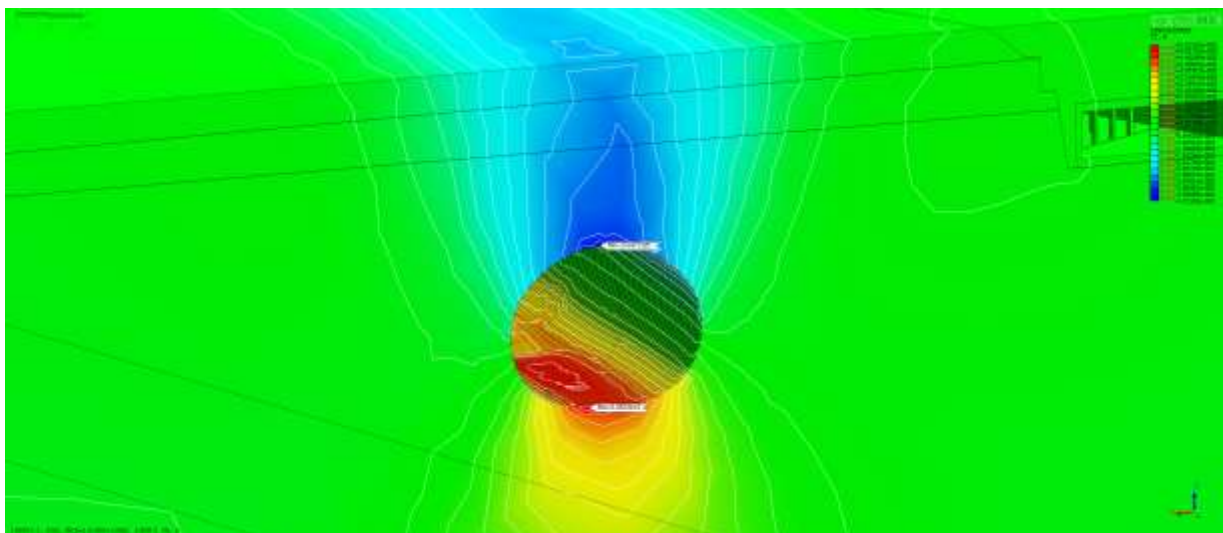
Bez důkladného geologického průzkumu s dostatečným počtem presiometrických měření je prakticky nemožné zvolit správnou velikost odlehčovacích modulů pružnosti. Pro výpočet je však nutné takovou hodnotu zvolit. Pro tuto potřebu jsem zpracoval parametrickou studii, ve které zkoumám vliv změny velikosti odlehčovacího modulu pružnosti oproti přitěžovacímu na deformaci podzemního díla. Jako referenční jsem zvolil model B, ve kterém probíhá samotná ražba stanice. Provedl jsem celkem 7 výpočtů s různými násobky zatěžovacího modulu pružnosti, který měl ve všech výpočtech stejnou hodnotu $E = 120 \text{ MPa}$. Výsledky jsou ke zhlédnutí v následující tabulce a grafu.

Vliv změny velikosti odlehčovacího modulu pružnosti - $E_{\text{ODLEHČOVACÍ}} = E_{\text{PŘITĚŽOVACÍ}} * x$							
Násobek x	1,1	1,5	2	2,5	3	5	10
Deformace klenby stanice (mm)	47,13	37,53	30,67	26,36	23,33	19,96	17,26
Deformace dna stanice (mm)	-52,32	-38,69	-29,5	-23,55	-19,73	-12,85	-9,83

Tabulka 10 – Vliv změny velikosti odlehčovacího modulu



Z grafu je vidět, že vliv změny velikosti odlehčovacího modulu pružnosti na deformaci podzemního díla je značný. U deformace klenby je tento rozdíl více než 2,7násobný u deformace dna dokonce více než 5,3násobný. Z této parametrické studie je zřejmé, že odhad hodnoty odlehčovacího modulu pružnosti bude mít zásadní vliv na celkové deformace. Pro potřeby této diplomové práce jej odhaduji na **hodnotu 2,5násobku** zatěžovacího modulu, protože při měření, která proběhla v rámci projektu V. A, byla tato hodnota nejčastější. Avšak po provedení geologického průzkumu bude nutné tuto hodnotu upřesnit a provést přepočet všech modelů. Stejný poměr mezi moduly jsem zvolil jak pro proinjektovanou horninu tak pro horninu v přirozeném stavu. Po provedení průzkumu včetně injektáží lze ale předpokládat, že se poměry mezi moduly u proinjektované i přirozeně uložené horniny budou lišit.



Obrázek 4-14 – Deformace tunelu při použití 1,1násobku modulu pružnosti

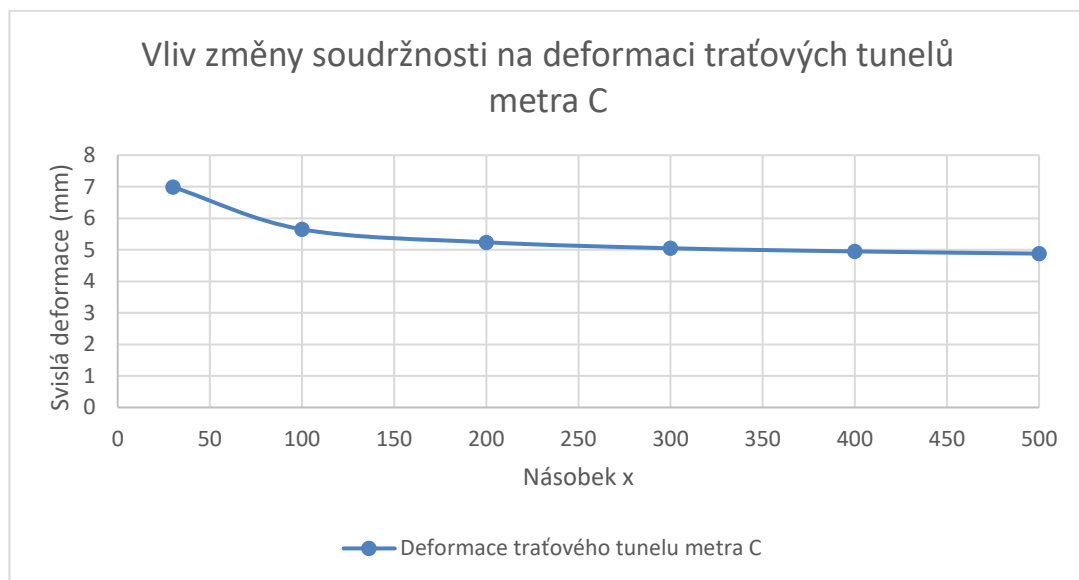
4.4.3 Pevnostní charakteristiky proinjektované horniny

Na výsledné deformační chování horninového masivu mají vliv také pevnostní charakteristiky proinjektované horniny. Opět je velmi obtížné stanovit správnou hodnotu, protože její určení je závislé na mnoha faktorech. Není jasné, jaké materiály budou pro injektáže použity, a nelze odhadnout kvalitu provádění ani účinnost v tak velkém rozsahu, jaký je předpokládán.

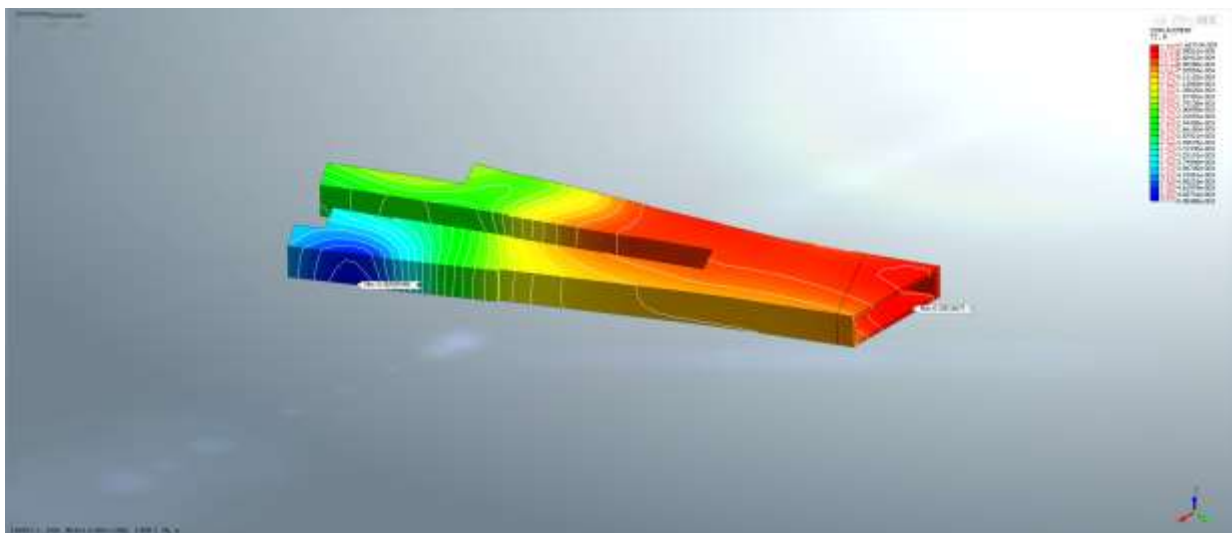
Z těchto důvodů jsem zpracoval další parametrickou studii, která ukáže citlivost změny pevnostních parametrů proinjektované horniny na výslednou deformaci traťových tunelů. Pro tuto studii jsem zvolil model A. Měnil jsem postupně soudržnost ze základních 30 kPa až po extrémních 500 kPa a porovnával výsledné deformace na stávajících traťových tunelech trasy metra C. Výsledky jsou ke zhlédnutí v tabulce a grafu.

Vliv změny soudržnosti geotypu SP6 na deformace traťových tunelů metra C						
Soudržnost c (kPa)	30	100	200	300	400	500
Deformace traťových tunelů C (mm)	6,99	5,65	5,24	5,05	4,95	4,88

Tabulka 11 – Vliv změny velikosti soudržnosti na deformace traťových tunelů metra C



Z grafu je zřejmé, že vliv změny velikosti soudržnosti nemá tak významný vliv na velikost celkových deformací, jako měla změna modulů pružnosti. Nicméně ani tento vliv není zanedbatelný, proto se bude nutné tímto parametrem při provádění geologického průzkumu podrobně zabývat. Pro potřeby této diplomové práce jej odhaduji na **hodnotu okolo 180 kPa**. V tomto případě se skutečně jedná pouze o odhad vycházející ze zkušeností konzultovaných se specialistou firmy, která dodala injektážní hmoty a injektážím se věnuje již dvě desetiletí. Toto si lze dovolit pouze díky tomu, že vliv velikosti soudržnosti není na celkové deformace rozhodující. Po provedení geologického průzkumu a zjištění skutečně reálných pevnostních parametrů proinjektovaného prostředí bude tato hodnota upravena a modely přepočítány.



Obrázek 4-15 – Deformace traťových tunelů metra C při soudržnosti $c = 300 \text{ kPa}$

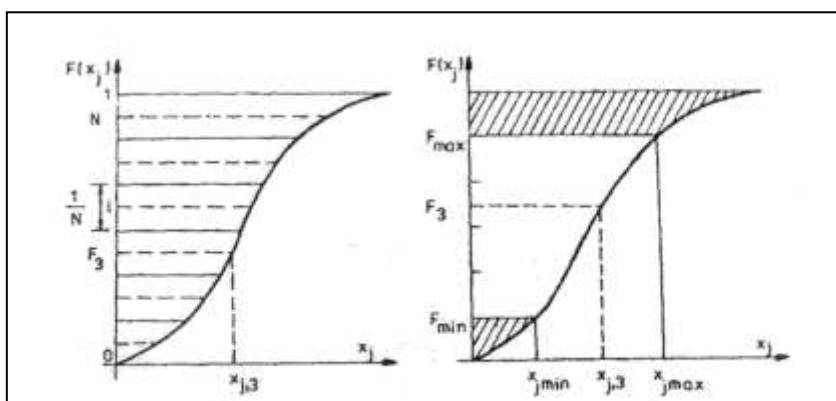
4.4.4 Statistické zpracování vstupních parametrů simulační metodou LHS (Latin Hypercube Sampling)

4.4.4.1 Základní princip generace metodou LHS

Simulační stochastická metoda LHS (11) umožňuje snížit počet nutných opakovaných parametrických výpočtů (dostačující jsou řádově desítky výpočtů). Tato její nesporná výhoda je však na druhé straně vyvážena poněkud složitější generací vstupních hodnot náhodných veličin vstupujících do modelu.

Postup generace náhodných hodnot vstupních parametrů je znázorněn na Obrázek 4-16 – Princip generace náhodných hodnot metodou LHS. Obor hodnot distribuční funkce náhodné veličiny X_j , $j=1, \dots, k$ je rozdělen na N intervalů se stejnou pravděpodobností $1/N$. Při volbě počtu intervalů je nutno mít na zřeteli, že počet N je roven počtu dále provedených parametrických opakování výpočtů. Pokud známe u příslušné vstupní náhodné veličiny minimální a maximální meze jejího skutečného fyzického výskytu, provedeme dělení na N intervalů pouze v oblasti oboru hodnot distribuční funkce.

Dále je proveden náhodný výběr intervalu (výběr bez opakování). Každému intervalu, který se ve výběru vyskytuje právě jednou, je přiřazena hodnota distribuční funkce ve středu tohoto intervalu. Této středové hodnotě distribuční funkce pak přísluší odpovídající inverzní hodnota příslušné distribuční funkce (hledaná generovaná hodnota).



Obrázek 4-16 – Princip generace náhodných hodnot metodou LHS

Pomocí náhodných permutací čísel intervalů (bez opakování) a stanovení jim odpovídajících generovaných hodnot pro každou vstupní náhodnou veličinu X_j , $j=1, \dots, k$ dostáváme tabulku náhodných hodnot o n řádcích a k sloupcích, kde sloupec vždy odpovídá příslušné náhodné veličině a řádek pak hodnotám, které vstupují do l -tého parametrického výpočtu ($l=1, \dots, n$).

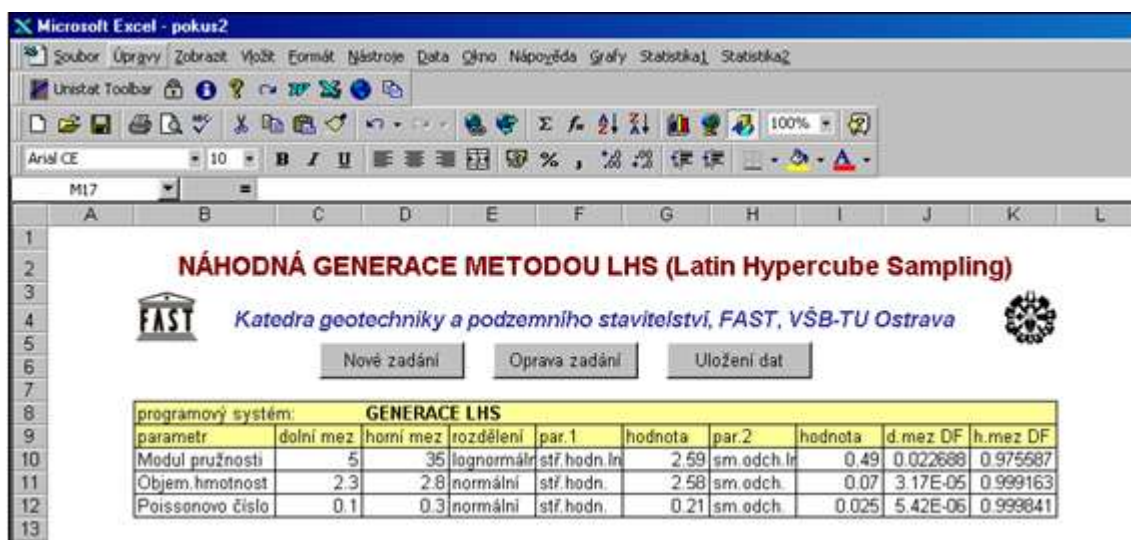
4.4.4.2 Programový modul GLHS pro generaci náhodných hodnot metodou LHS

Pro generaci vstupních dat stochastických výpočtů metodou LHS byl vytvořen v prostředí jazyka Visual Basic pro aplikace (VBA) pod MS Excelem výpočetní modul, umožňující stanovení generovaných hodnot pod zvoleným typem rozdělení pravděpodobnosti a s využitím programového modulu UNISTAT pak statistické zpracování takto generovaných hodnot.

Po spuštění programového modulu se otevřou čtyři základní listy:

- I: vstupy
- II: generace 1–5
- III: generace 6–10
- IV: grafy.

Na listu s názvem Vstupy je zobrazena úvodní strana modulu umožňující nové zadání dat pro generování, jejich opravu a uložení vygenerovaných dat (Obrázek 4-17 – Úvodní strana programového modulu LHS).



Obrázek 4-17 – Úvodní strana programového modulu LHS

Po stisknutí tlačítka Nové zadání nebo Oprava zadání se otevře následující dialogové okno pro zadávání vstupních dat pro samotnou generaci (Obrázek 4-18 – Dialogové okno pro zadávání dat pro náhodnou generaci).

NÁHODNÁ GENERACE METODOU LHS (Latin Hypercube Sampling)

Generace vstupních dat pro výpočetní metodu: GENERACE LHS

Počet generovaných vstupních parametrů: 3

Počet generovaných hodnot: 100

hodnoty generovaných vstupních parametrů

parametr	dolní mez/horní mez	rozdělení p-stí	stř.hodn./ln(x)	sm.hodn./ln(x)
Modul pružnosti	5 35	lognormální	2.59	0.49
Objem,hmotnost	2.3 2.8	normální	2.58	0.07
Poissonovo číslo	0.1 0.3	normální	0.21	0.025

Generuj Zruš

Obrázek 4-18 – Dialogové okno pro zadávání dat pro náhodnou generaci

V tomto dialogovém okně se zadává:

- jméno programu, jehož vstupy chceme metodou LHS generovat – nepovinný parametr, má pouze informační charakter
- počet generovaných vstupních parametrů – program předpokládá, že maximální počet vstupních parametrů je 10
- počet generovaných vstupních hodnot pro jednotlivé parametry – počet generovaných hodnot není v programu omezen
- název parametru
- dolní mez výskytu parametru
- horní mez výskytu parametru
- typ rozdělení pravděpodobnosti a odpovídající parametry rozdělení je možno volit z následujících typů rozdělení pravděpodobnosti:
 - Normální rozdělení
 - Lognormální rozdělení
 - Rozdělení chí-kvadrát
 - Beta rozdělení
 - Gamma rozdělení
 - F-rozdělení
 - Studentovo rozdělení.

Po zadání uvedených parametrů se po potvrzení tlačítka Generuj provede generace hodnot metodou LHS pod zvoleným typem rozdělení pravděpodobnosti. Vygenerované hodnoty včetně hodnot distribuční funkce se pro parametry 1 až 5 zapíše na list s názvem Generace 1–5 , pro parametry 6 až 10 pak na list s názvem Generace 6–10. Zadané vstupní parametry se současně zapíše na list Vstupy.

Grafické zobrazení distribuční funkce vyhodnocené na základě generovaných hodnot zapsaných na listech Generace 1–5 popř. Generace 6–10 je uvedeno na listu s názvem Grafy.

Vygenerované hodnoty lze zapsat do ASCII souboru po stisku tlačítka Uložení dat na listu Vstupy. Po zadání názvu souboru se do souboru zapíše vygenerované hodnoty jednotlivých parametrů, oddělovacím znaménkem je středník. Každý řádek v tomto souboru představuje hodnotu náhodného vektoru:

$$\vec{P} = (par_1; par_2; , par_3;; par_i)$$

kde i je počet generovaných parametrů. Hodnoty tohoto náhodného vektoru je pak možno použít v následných stochastických výpočtech.

Kromě grafů, vyhodnocených na listu Grafy automaticky, je možno využít nabídky statistického systému UNISTAT, který pracuje pod Excelem, provést vyhodnocení histogramu četností a kumulativních četností a dalších statistických vyhodnocení vygenerovaných dat.

4.4.5 Výsledné charakteristiky proinjektované horniny zadávané do výpočtu

V předchozích bodech jsem zdůvodnil volbu pevnostních i deformačních parametrů horninového masivu u přirozeně uložené a u proinjektované horniny, u které jsou navíc tyto parametry vygenerovány metodou LHS, a to pro 20 různých výpočtů. Výpočty budou posléze statisticky vyhodnoceny. Je ale nutné si uvědomit, že část těchto parametrů vznikla z měření z jednoho vrtu injektážního pokusu (což je pouze jakási bodová informace o jinak rozsáhlém a různorodém horninovém prostředí) a další část parametrů vznikla odborným odhadem ze zkušeností z předešlých staveb, provedených parametrických studií a jejich subjektivním zhodnocení. Z těchto důvodů je klíčové provést geologický průzkum v celém jeho rozsahu, protože pouze pak lze provést výpočty s reálnými parametry. Nicméně pro potřeby diplomové práce je důležité, že byl nalezen postup a mechanismy, jakým způsobem bude možné dospět ke správným výsledkům a závěrům.

V následující tabulce uvádím parametry geotechnického typu SP6 (Kosovského souvrství), které byly použity pro výpočty modelů A, B a C. A to jak přirozeně uloženého horninového masivu, tak i vylepšeného injektážemi, které budou posléze podrobeny statistickému vyhodnocení.

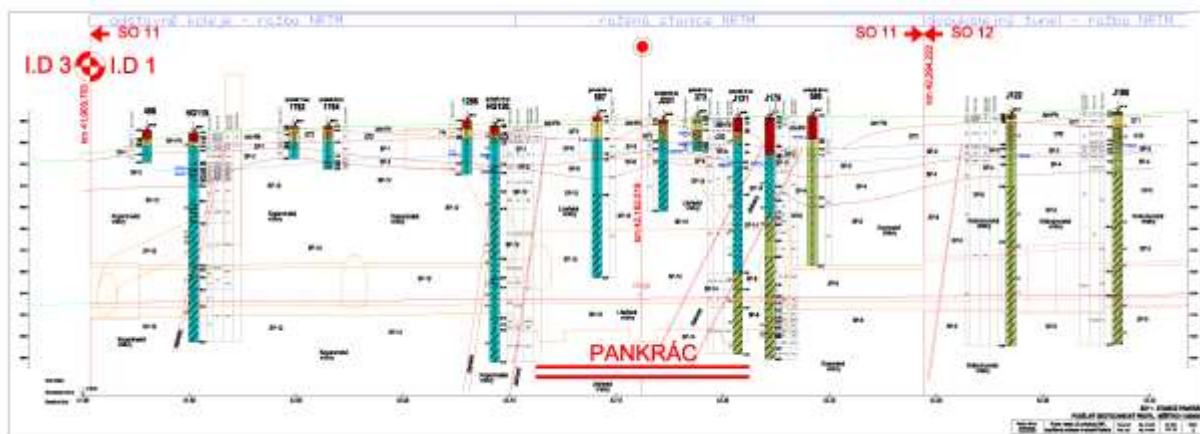
Výpočet číslo	GEOTECHNICKÉ PARAMETRY GEOTECHNICKÉHO TYPU SP6									Pozn.
	γ [kN/m ³]	$E_{zatěžovací}$ [Mpa]	$E_{odlehčovací}$ [Mpa]	ν [-]	σ_d kPa	σ_t kPa	c [kPa]	φ [°]	δ [°]	
0	25,5	120	300	0,28	92,39	38,96	30	24	16	Bez injektáží
1	26,7	178,710	446,775	0,28	559,06	48,61	182	24	16	S injektážemi
2	26,7	183,380	458,45	0,28	572,45	49,78	186	24	16	S injektážemi
3	26,7	175,460	438,65	0,28	589,18	51,23	191	24	16	S injektážemi
4	26,7	178,110	445,275	0,28	550,91	47,90	179	24	16	S injektážemi
5	26,7	185,720	464,3	0,28	593,98	51,65	193	24	16	S injektážemi
6	26,7	179,290	448,225	0,28	584,96	50,86	190	24	16	S injektážemi
7	26,7	176,200	440,5	0,28	574,73	49,98	187	24	16	S injektážemi
8	26,7	181,130	452,825	0,28	576,86	50,16	187	24	16	S injektážemi
9	26,7	179,890	449,725	0,28	580,98	50,52	189	24	16	S injektážemi
10	26,7	184,380	460,95	0,28	587,04	51,05	191	24	16	S injektážemi
11	26,7	176,870	442,175	0,28	567,06	49,31	184	24	16	S injektážemi
12	26,7	173,610	434,025	0,28	596,79	51,89	194	24	16	S injektážemi
13	26,7	172,270	430,675	0,28	600,19	52,19	195	24	16	S injektážemi
14	26,7	169,900	424,75	0,28	578,94	50,34	188	24	16	S injektážemi
15	26,7	182,540	456,35	0,28	604,70	52,58	196	24	16	S injektážemi
16	26,7	174,620	436,55	0,28	591,46	51,43	192	24	16	S injektážemi
17	26,7	188,100	470,25	0,28	612,56	53,26	199	24	16	S injektážemi
18	26,7	180,490	451,225	0,28	569,92	49,56	185	24	16	S injektážemi
19	26,7	177,510	443,775	0,28	582,97	50,69	189	24	16	S injektážemi
20	26,7	181,800	454,5	0,28	563,62	49,01	183	24	16	S injektážemi

Tabulka 12 – Geotechnické parametry geotechnického typu SP6

4.5 Zjednodušující předpoklady

4.5.1 Geologické souvrství

Při tvorbě zjednodušené geologie v modelech jsem vycházel z geotechnického průzkumu, resp. z podélného geotechnického řezu a z Inženýrskogeologických map Hlavního města Prahy.



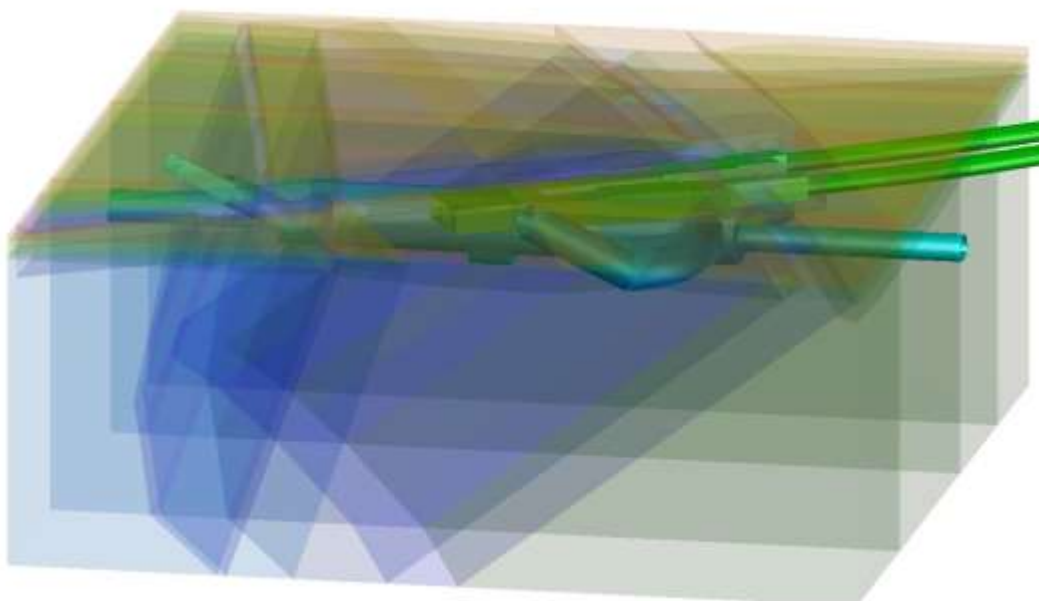
Obrázek 4-19 – Geotechnický podélný řez (2)



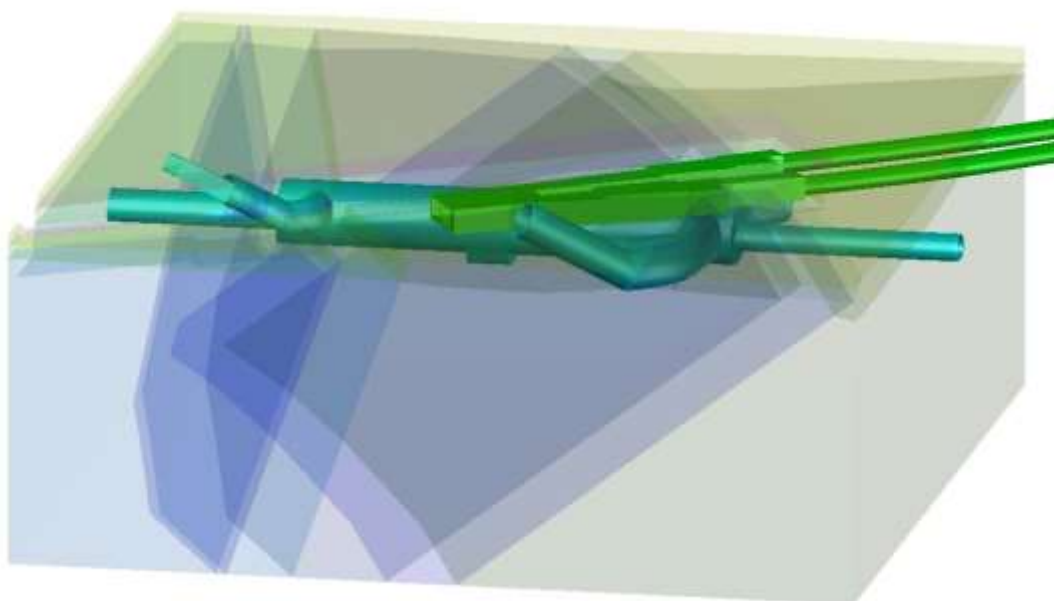
Obrázek 4-20 – Směr poruch v zájmové oblasti (14)

Na základě těchto podkladů jsem byl schopen vytvořit v Autocadu 3D model jednotlivých geotechnických typů – včetně prostorové vazby na stávající trasu metra C, resp. nově budovanou raženou stanicí Pankrác D.

Pro potřeby výpočtu a vytvoření sítě byl však tento model příliš složitý. Vytvářet všechny vrstvy by bylo velmi pracné a namáhavé a nepřineslo by to významné zpřesnění výsledků, protože jsem provedl určitá zjednodušení. V hloubkách, kde se odehrávají ražby stanice a geologického průzkumu, jsem geometrii nechal prakticky nepozměněnou. Ke změně došlo pouze v nadložních vrstvách, kde jsem sjednotil 3 vrstvy kvartérního podkladu (antropogenní navážky, hlinité jíly a písčitohlinité jíly) v jednu vrstvu o průměrných vlastnostech. Tím se geologické vrstvy značně zjednodušily, jak dokládají obrázky níže. S tímto zjednodušeným modelem jsem dále pracoval v softwaru MIDAS GTS NX.



Obrázek 4-21 – 3D model geologie včetně stávajících i nově budovaných děl



Obrázek 4-22 – Zjednodušený 3D model geologie včetně stávajících i nově budovaných děl

GT	Objemová tíha zeminy γ [kN/m^3]	Objemová tíha sat. Zemin γ_{sat} [kN/m^3]	Modul pružnosti E_p [MPa]	Poissonovo číslo ν [–]	Úhel vnitřního tření φ_{ef} [°]	Soudržnost zeminy c_{ef} [kPa]
Kvartérní uložení – Náhrada všech kvartérních vrstev v modelu						
KV	20,0	21,0	15,0	0,35	25	20
Skalní podloží						
SP-2	25,0	26,0	35,0	0,40	16	10

SP-4	25,0	26,0	75,0	0,36	16	10
SP-6	26,0	27,0	120,0	0,28	24	30
SP-14	27,0	28,0	500,0	0,20	55	250
SP-15	26,5	27,5	300,0	0,20	40	110

Tabulka 13 – Geotechnické parametry základových půd zjednodušeného modelu

4.5.2 Sítě v modelech

4.5.2.1 Vliv hustoty sítě na deformační chování horninového prostředí

Minulý rok jsem s kolegou Adamem Melicharem zpracoval do předmětu *Modelování v geotechnice* semestrální úlohu s názvem *Modelování stavu v okolí dvou kruhových výrubů* (15). V úloze jsme porovnávali problematiku napěťo-deformačního a stabilitního stavu horninového prostředí v okolí dvou nevyztužených děl kruhového příčného průřezu (poloměr $r = 2$ m), jejichž středy byly umístěny v hloubce 10 m pod povrchem. Výpočet jsme provedli pro vzdálenosti středů děl 5, 10, 15 a 20 m. K modelování a výpočtu jsem použil software PLAXIS a GEO 5 MKP.

V obou programech byly vytvořeny totožné modely co do rozměrů a materiálů, resp. přibližně co do velikosti prvků sítě a jejich rozložení v modelu. V PLAXISU byly použity 6uzlové a 15uzlové prvky sítě, v programu GEO MKP 6uzlové a pro kontrolu výpočtu i 3uzlové prvky sítě. V obou případech jsou prvky sítě trojúhelníky.

Pro svou vypovídající hodnotu jsme porovnali hodnoty svislých posunů, jejichž hodnoty uvádím v následující tabulce.

Varianta	PLAXIS		GEO 5 MKP	
	15ti uzlové	6ti uzlové	6ti uzlové	3 uzlové
A – 5 m	520 mm	538 mm	114 mm	156 mm
B – 10 m	33 mm	35 mm	40 mm	48 mm
C – 15 m	16 mm	16 mm	20,6 mm	31 mm
D – 20 m	16 mm	16 mm	20,6 mm	29,8 mm

Tabulka 14 – Porovnání výpočtu v software PLAXIS a GEO 5 MKP

Z tabulky je patrné, že výsledky jsou rozdílné. V GEU dochází k větším deformacím než v programu PLAXIS, tedy kromě varianty A, kterou ale nebudeme brát v úvahu, protože zde dílo zkolabovalo (nedosáhlo 100 % zatížení).

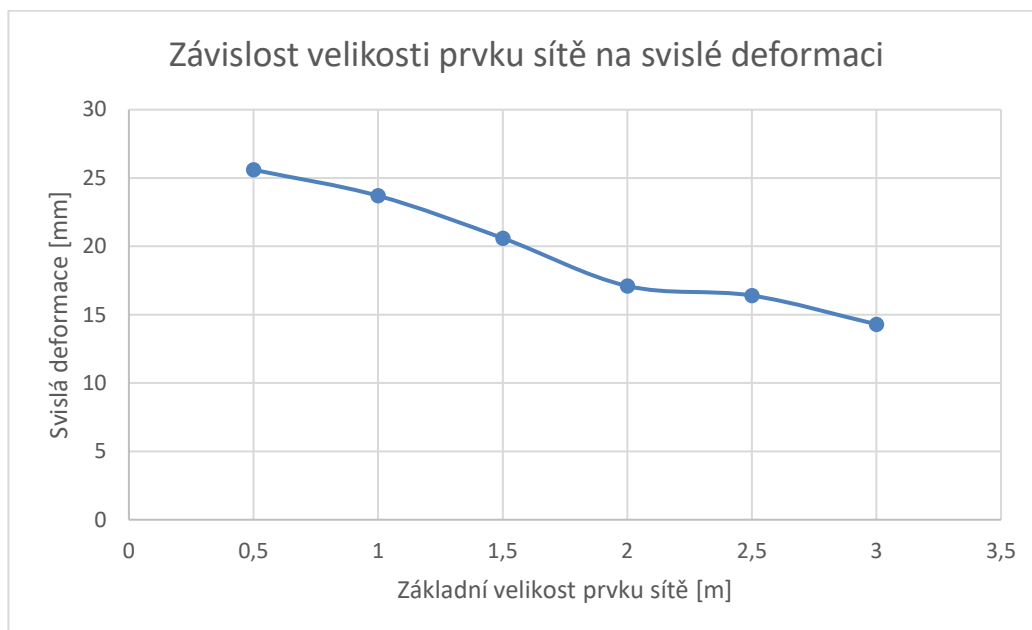
Standardně jsme v PLAXISU počítali s 15uzlovými prvky a v GEU MKP s 6uzlovými. Na první pohled se tedy mohlo zdát, že rozdílné výsledky jsme mohli přičíst na vrub „detailnosti“ jednotlivých prvků v síti. Proto jsme provedli kontrolní výpočet, v programu PLAXIS zvolili 6uzlové prvky a v GEU MKP pouze 3uzlové (15uzlové prvky GEO MKP bohužel generovat neumí). Výsledky se výrazně změnily pouze v programu GEO MKP, v PLAXISU měla změna uzlů v prvku sítě minimální vliv. Proto jsme dále zkoušeli změnu velikosti prvků v programu GEO, protože se zdá, že na ni reaguje citlivěji. Hledali jsme velikost základního prvku, při kterém se přiblížíme k výsledkům z programu PLAXIS.

Pro výpočet jsme měnili základní velikost prvku v modelu od velikosti 3 m až do velikosti 0,25 m. Zahuštění oblastí okolo tunelů na velikost 0,1 m (resp. rozředění prvků na okrajích modelu na velikost 5 m) zůstalo zachováno ve všech zkoumaných variantách. Zároveň jsme si zaznamenali počet všech prvků. Výsledky uvádím v následující tabulce.

Varianta	Základní velikost prvku	Počet prvků v síti	Svislá deformace
I.	3 m	864	14,3 mm
II.	2,5 m	1600	16,4 mm
III.	2 m	2222	17,1 mm
IV.	1,5 m	3494	20,6 mm
V.	1 m	6408	23,7 mm
VI.	0,5 m	17506	25,6 mm
VII.	0,25 m	Nevygenerováno	

Tabulka 15 – Vliv velikosti prvků sítě na celkovou deformaci

Z výsledku je jasně vidět, že s rostoucí velikostí prvku sítě dochází ke zmenšování deformací, tzn. řešení je méně přesné. Abychom dosáhli stejných výsledků svislých deformací jako v programu PLAXIS, museli bychom v GEU MKP použít velikost základního prvku min. 2,5 m.



4.5.2.2 Velikost sítě v programu MIDAS GTS NX a její vliv na přesnost výsledného řešení

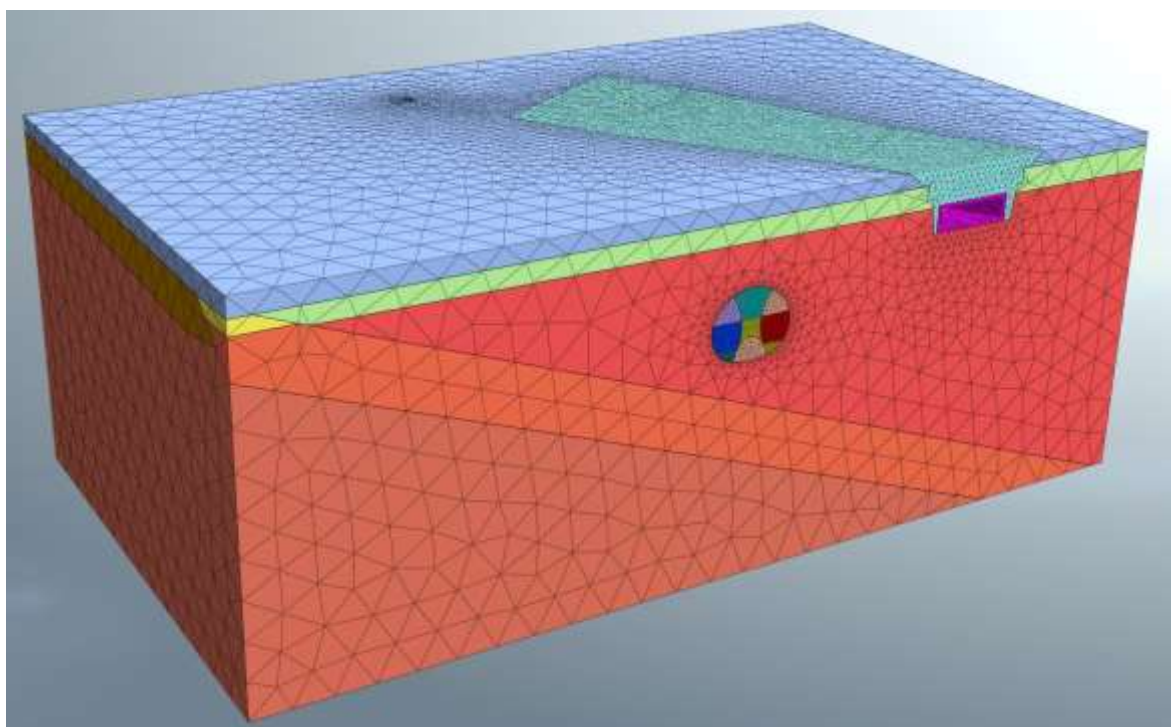
Jak je z výsledků naší semestrální úlohy vidět, velikost prvku sítě má významný vliv na celkové deformace. Obecně platí, že čím je zvolen menší prvek s vyšší aproximační funkcí, tím je řešení přesnější. Program MIDAS GTS NX umožňuje uživateli modelovat libovolně hustou síť s různými prostorovými prvky s vysokou aproximační funkcí, což vede k přesnému řešení. Bohužel dnešní výpočetní technika není schopná zpracovat obrovské množství rovnic vyšších řádů, které je nutno vyřešit při výpočtech velkých modelů s hustou sítí. Výpočet zpravidla neproběhne, a pokud ano, trvá neúměrně dlouho. Proto je nutné v prostorovém modelu modelovat co nejjednodušší síť s co nejnižší aproximační funkcí. V mém případě jsem použil pro modelování 3 dimenzionální prvky – tetraedry se čtyřmi uzly. Řešení bude ale velmi nepřesné a je potřeba najít způsob, jak jej přiblížit k reálným hodnotám.

Bohužel v dnešní době (resp. době blízce budoucí) nebude možné modelovat velké modely s hustou sítí a vysokou aproximační funkcí. Ve dvou dimenzích to však možné je, výpočet je na dnešní výpočetní dobu poměrně nenáročný, a proto si můžeme dovolit udělat v podstatě „libovolně“ hustou síť. Potom lze výpočtem porovnat deformační chování „husté“ a „řídke“ sítě a zjistit, jaký mezi nimi panuje poměr. Pokud použijeme tvarově podobné prvky se stejnou aproximační funkcí, je možné tento poměr vztáhnout i na 3. dimenzionální model a dospět tak k výrazně přesnějšímu řešení. V dnešní době jde o jediný způsob, jak porovnat deformační chování 3D modelu s hustou sítí (který zatím nelze vytvořit) s modelem se sítí řídkou, kterou vytvořit dokážeme.

Pro vyřešení toho problému jsem udělal celkem 3 modely, které jsem mezi sebou porovnal.

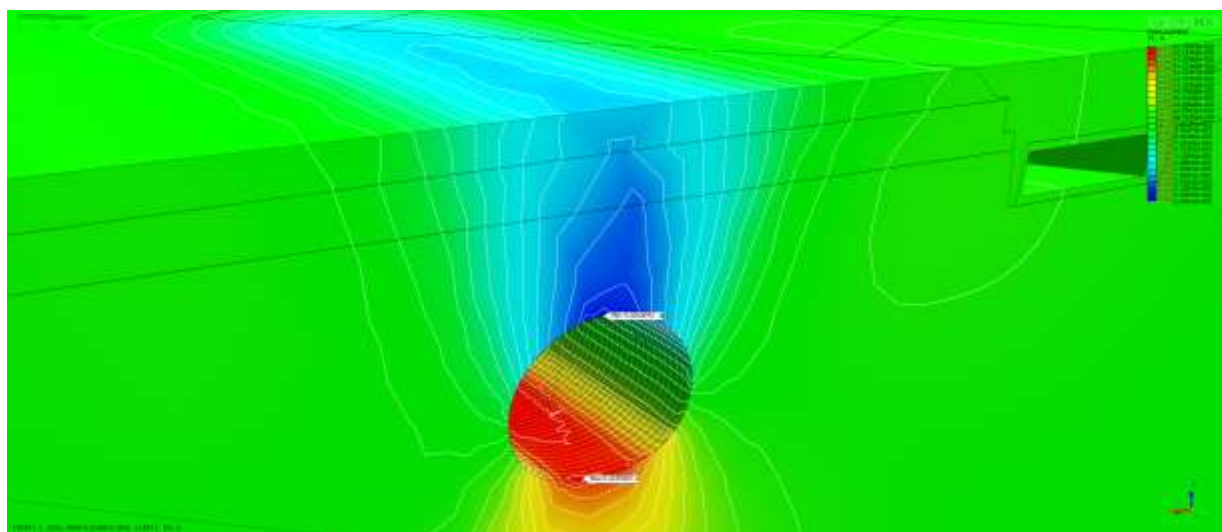
4.5.2.2.1 Model č. 1 – 3dimenzionální

Jako základ modelu jsem použil Model B, který se zabývá ražbou stanice bez předstihového objektu patní štoly. Diabasy (geotyp SP14) a Liteňské souvrství (geotyp SP15) jsem v modelu nahradil Kosovským souvrstvím (geotyp SP6), čímž jsem stanici zasadil do jednotné geologie. Základní velikost prvku sítě v prostoru budované stanice je 1 m. Typ prvku použitý v modelu je 3dimenzionální čtyřuzlový tetraedr s lineární aproximací.



Obrázek 4-23 – Rozmístění sítě ve 3D modelu

Po provedení výpočtu se ukázaly tyto maximální deformace tunelu stanice:



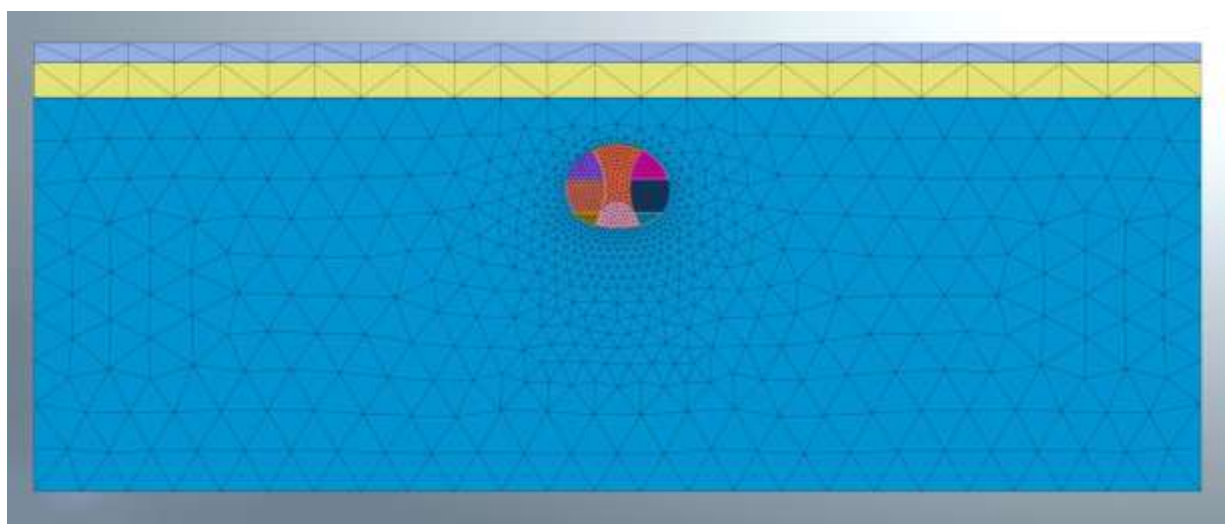
Obrázek 4-24 – Deformace stanice ve 3D modelu

Max. deformace v klenbě stanice – 26,0 mm

Max. deformace ve dně stanice – 23,5 mm

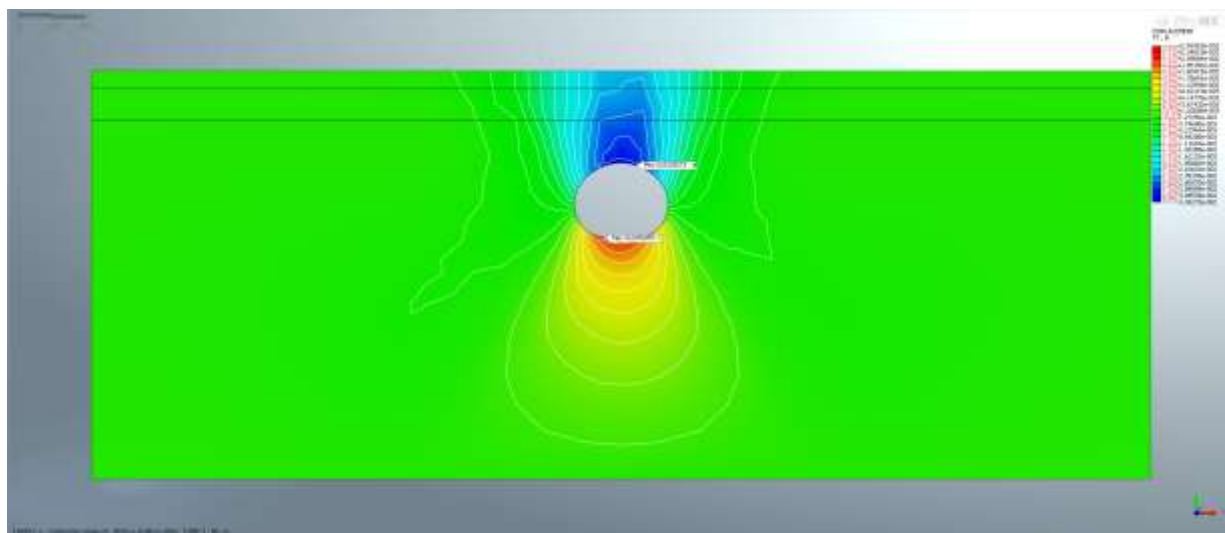
4.5.2.2.2 Model č. 2 – 2dimenzionální – řídká síť

Jako základ modelu jsem použil Model B, který se zabývá ražbou stanice bez předstihového objektu patní štoly. Diabasy (geotyp SP14) a Liteňské souvrství (geotyp SP15) jsem v modelu nahradil Kosovským souvrstvím (geotyp SP6), čímž jsem stanici zasadil do jednotné geologie. Tento model jsem pouze převedl do dvoudimenzionálního prostoru. Základní velikost prvku sítě v prostoru budované stanice je stejná jako u 3D modelu, tedy 1 m, velmi podobné je také rozmístění. Typ prvku použitý v modelu je 2dimenzionální tříuzlový trojúhelník s lineární aproximací.



Obrázek 4-25 – Rozmístění sítě ve 2D modelu s řídkou sítí

Po provedení výpočtu se ukázaly tyto maximální deformace tunelu stanice:



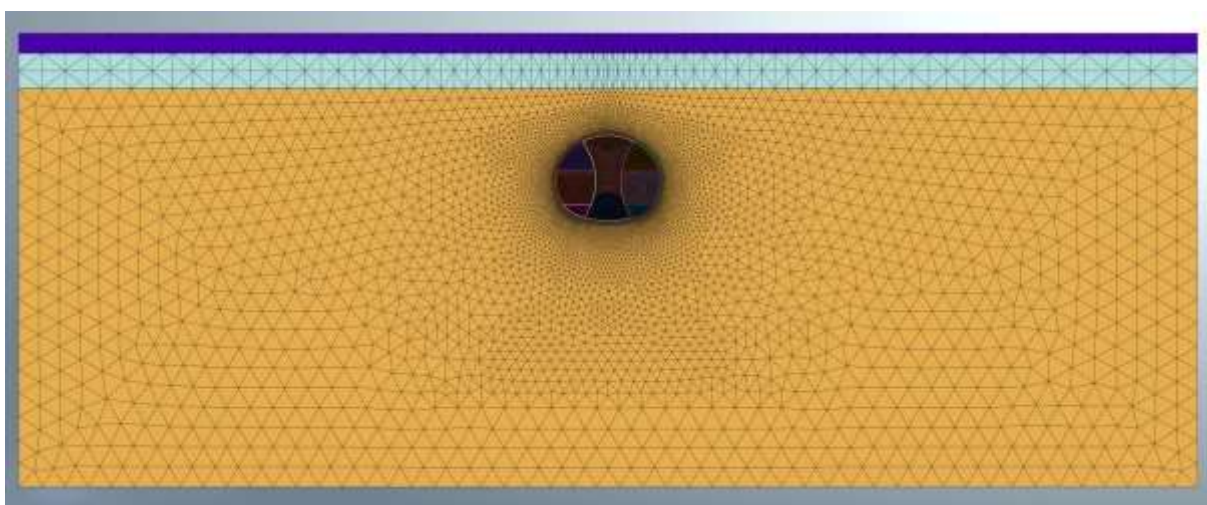
Obrázek 4-26 – Deformace stanice ve 2D modelu s řídkou sítí

Max. deformace v klenbě stanice – 33,4 mm

Max. deformace ve dně stanice – 26 mm

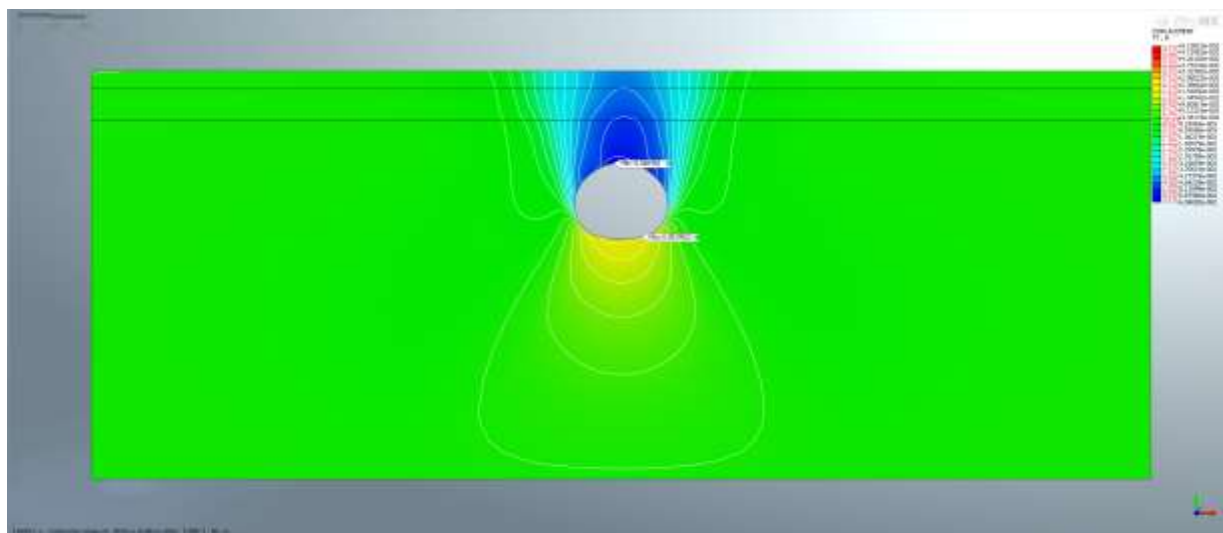
4.5.2.2.3 Model č. 3 – 2dimenzionální – hustá síť

Jako základ modelu jsem použil Model B, který se zabývá ražbou stanice bez předstihového objektu patní štoly. Diabasy (geotyp SP14) a Liteňské souvrství (geotyp SP15) jsem v modelu nahradil Kosovským souvrstvím (geotyp SP6), čímž jsem stanici zasadil do jednotné geologie. Tento model jsem pouze převedl do dvoudimenzionálního prostoru. Základní velikost prvku sítě v prostoru budované stanice je 0,1 m, je tedy 10x hustší než v předešlém případě. Typ prvku použitý v modelu je 2dimenzionální tříúhlový trojúhelník s lineární aproximací.



Obrázek 4-27 – Rozmístění sítě ve 2D modelu s hustou sítí

Po provedení výpočtu se ukázaly tyto maximální deformace tunelu stanice:



Obrázek 4-28 – Deformace stanice ve 2D modelu s řídkou sítí

Max. deformace v klenbě stanice – 61,0 mm

Max. deformace ve dně stanice – 51,9 mm

4.5.2.3 Zhodnocení vlivu velikosti sítě na výsledek výpočtu a výpočet korekčního součinitele

Výpočty byly provedeny při stejných postupech výstavby a ve stejné hornině a materiálových modelech.

Deformace modelů s řídkou sítí ve 3D i 2D prostředí jsou porovnatelné. Dle očekávání se model ve 3D prostředí chová jako ten tužší. Proto lze říci, že se tyto dva modely chovají velice podobně a na 3D model je možné vztáhnout korekční součinitel pro získání přesnější hodnoty deformací, která již není ovlivněna nízkou hustotou sítě 3D modelu.

Z předešlých výpočtů jasně vyplývá významný vliv velikosti prvku sítě na celkové deformace. Při celkovém vyhodnocení vlivu horninových injektáží, ale i v přirozeném stavu, bude nutné toto zohlednit.

Popis	3D model	2D model – řídká síť	2D model – hustá síť
Deformace v klenbě stanice	26 mm	33,4 mm	61,0 mm
Deformace ve dně stanice	23,5 mm	26,0 mm	51,9 mm

Tabulka 16 – Porovnání velikosti deformace jednotlivých modelů

Poměr deformací v klenbě mezi 2D modely – $a_k = \frac{61}{33,4} = 1,85$

Poměr deformací ve dně mezi 2D modely – $a_d = \frac{51,9}{26,0} = 2,00$

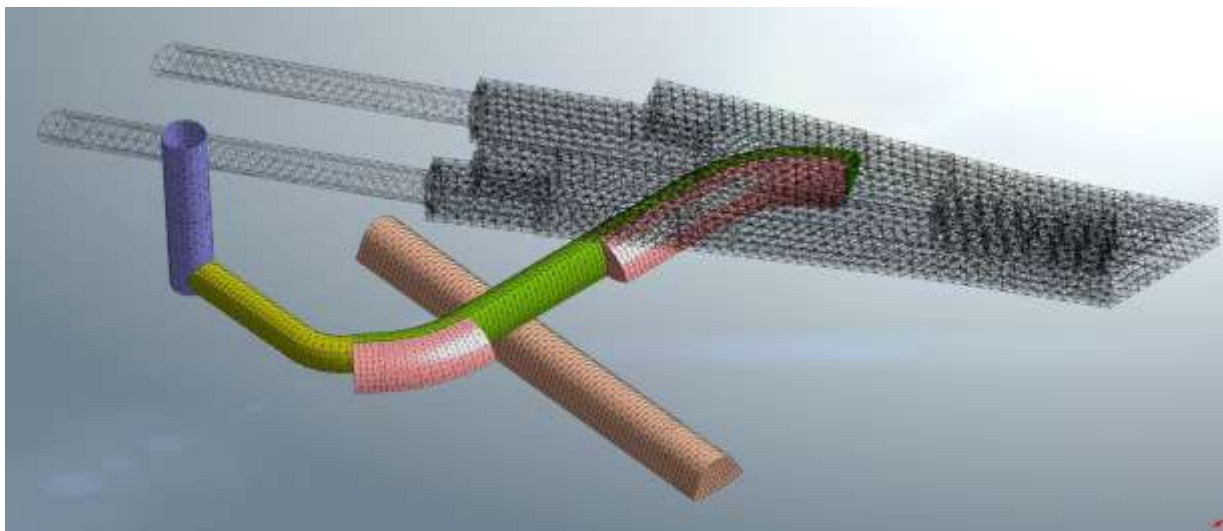
Z těchto čísel vyplývá, že pokud výsledné hodnoty z deformací vypočítané ve 3D modelu vynásobím **korekčním součinitelem $a = 2,00$** , dostanu mnohem přesnější výsledek celkových deformací, než kdybych tuto korekci neprovedl.

4.5.3 Rozdělení výpočtu na 3 samostatné modely

I když došlo ke značnému zjednodušení sítí, je zde ještě jedno omezení. Jde o vysoký počet fází výstavby. Pokud bych nechal všechny postupy v jednom modelu, dostanu se do situace, kdy jeden výpočet dosahuje velikosti několika stovek gigabajtů. S takovým množstvím dat nelze při současné kapacitě a výkonnosti výpočetní techniky pracovat. Proto jsem musel výpočet rozdělit na základní celky. Celkové deformace získám aritmetickým součtem deformací jednotlivých modelů. Zde také může dojít k jistému zkreslení celkových výsledků, protože následující modely nepočítají s předchozím čerpáním pevnosti horninového masivu, případně se vznikem plastických zón.

4.5.3.1 Model A

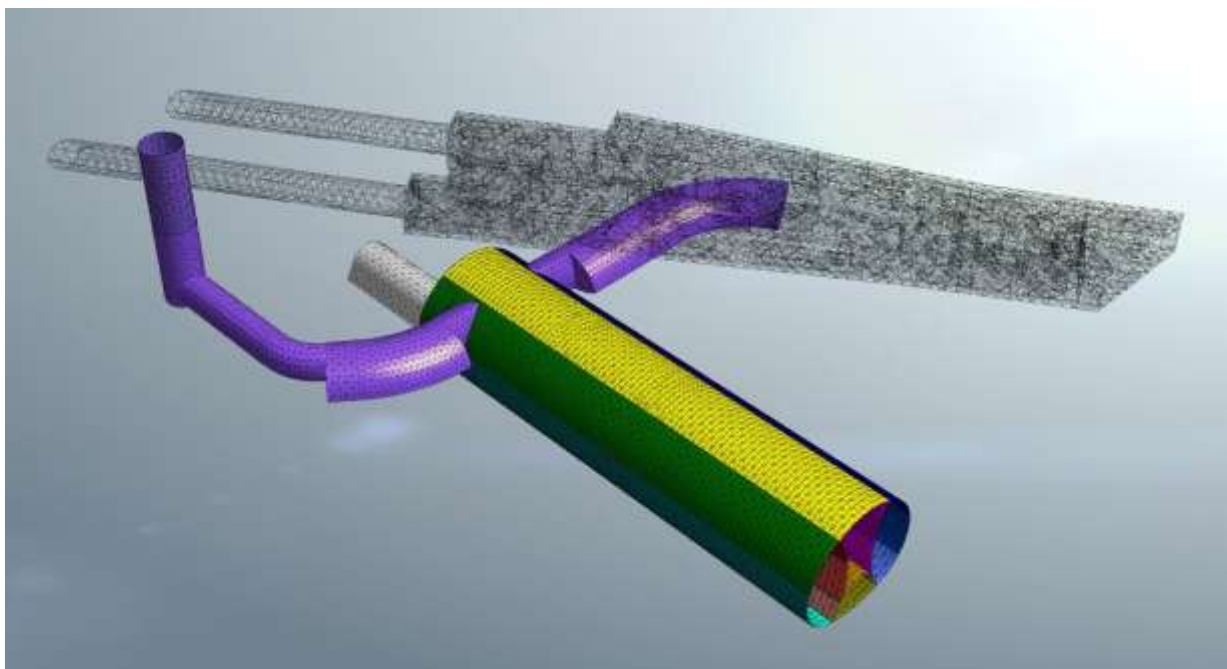
Model A slouží pro výpočet ražeb tunelů, které se týkají geologického průzkumu.



Obrázek 4-29 – Uspořádání ražených děl v modelu A

4.5.3.2 Model B

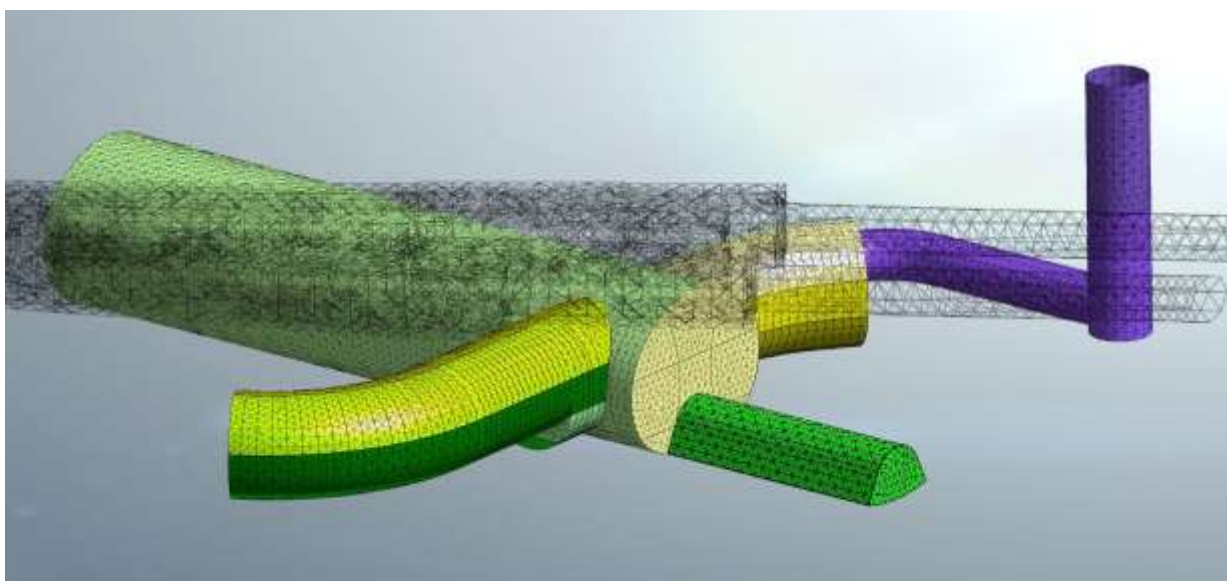
Model B slouží pro výpočet ražeb tunelů stanice.



Obrázek 4-30 – Uspořádání ražených děl v modelu B

4.5.3.3 Model C

V modelu C dojde k prohloubení tunelů geologického průzkumu na tvar budoucích přestupních chodeb a k jejich prorážce do stanice.



Obrázek 4-31 – Uspořádání ražených děl v modelu C

4.5.4 Podzemní voda

Dle geologického průzkumu je díky výrazným tektonickým poruchám Kosovského souvrství horninové prostředí značně zvodnělé. Předpokládám, že během ražby dojde k jistému poklesu hladiny podzemní vody. Jak bude tento pokles velký, jaký bude mít dosah a jaký bude mít vliv

na sedání horninového masivu, nelze v tuto chvíli odhadnout. Nelze použít ani analytické výpočty pro řešení ustáleného proudění (J. Dupuit) a neustáleného prostředí (C. V. Theis), protože ty jsou platné v zeminovém prostředí, ale v tektonicky porušeném horninovém prostředí fungovat nebudou. Hladina podzemní vody je umístěna těsně nad bází (případně v bází) skalního podloží, to znamená, že při poklesu hladiny během ražeb bude kvartérní souvrství tímto poklesem minimálně ovlivněno. Sedání tektonicky porušeného skalního podloží vlivem poklesu hladiny podzemní vody je také minimální.

Z těchto důvodů lze vliv podzemní vody na deformaci traťových tunelů metra C zanedbat.

4.6 Výpočetní modely

4.6.1 Parametry primárního ostění

4.6.1.1 Primární ostění ze stříkaného betonu

Ostění ze stříkaného betonu je kombinací stříkaného betonu a betonářské výztuže v podobě KARI sítí či přídavné vázané výztuže. Vliv této výztuže se ve výpočtech zanedbává a do výpočtů zadáváme parametry samotného stříkaného betonu. Ve výpočtech rozlišují dva časové stavy.

4.6.1.1.1 Mladý beton

Prvním časovým stavem je mladý beton, který má deformační a pevnostní parametry na úrovni 3denního betonu. V modelu jej přiřazují k čerstvě vybudovanému ostění a nechávají jej působit dalších 5 časových kroků.

Stříkaný beton SB C 25/30 – Mladý beton	
Popis	Hodnota
Modul pružnosti v tlaku	$E = 14\,840 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku	$E = 6\,233 \text{ MPa}$
Součinitel tepelné roztažnosti	$\alpha_T = 0,0001 \text{ 1/K}$
Objemová tíha	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck} = 11 \text{ MPa}$
Krychelná pevnost v tahu	$f_{ct} = 1,1 \text{ MPa}$

Tabulka 17 – Parametry stříkaného betonu SB C 25/30 – Mladý beton (8)

4.6.1.1.2 Zralý beton

Druhým časovým stavem je zralý beton, který má deformační a pevnostní parametry na úrovni 28denního betonu. V modelu jej přiřazuji v šestém časovém kroku za čerstvě vybudované ostění.

Stříkaný beton SB C 25/30 – Zralý beton	
Popis	Hodnota
Modul pružnosti v tlaku	$E = 18\,744 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku	$E = 7\,872 \text{ MPa}$
Součinitel tepelné roztažnosti	$\alpha_T = 0,0001 \text{ 1/K}$
Objemová tíha	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Krychelná pevnost v tahu	$f_{ct} = 3,0 \text{ MPa}$

Tabulka 18 – Parametry stříkaného betonu SB C 25/30 – Zralý beton (8)

4.6.1.2 Primární ostění z ocelobetonu

Ostění ze stříkaného betonu je zpravidla kombinací stříkaného betonu a betonářské výztuže v podobě KARI sítí či přídavné vázané výztuže. Vliv této výztuže se ve výpočtech zanedbává a do výpočtů zadáváme parametry samotného stříkaného betonu. Tento předpoklad však přestává platit, jsou-li součástí ostění masivní ocelové výztuhy typu HEB či HEBREX, případně jiné ocelové profily. V tomto případě je nutné tuhost ocelových prvků započítat do výsledné tuhosti a respektovat přitom stav, kdy se tuhost ocelového prvku nemění, avšak tuhost stříkaného betonu se s časem zvětšuje (tedy narůstá i celková tuhost ostění jako celku).

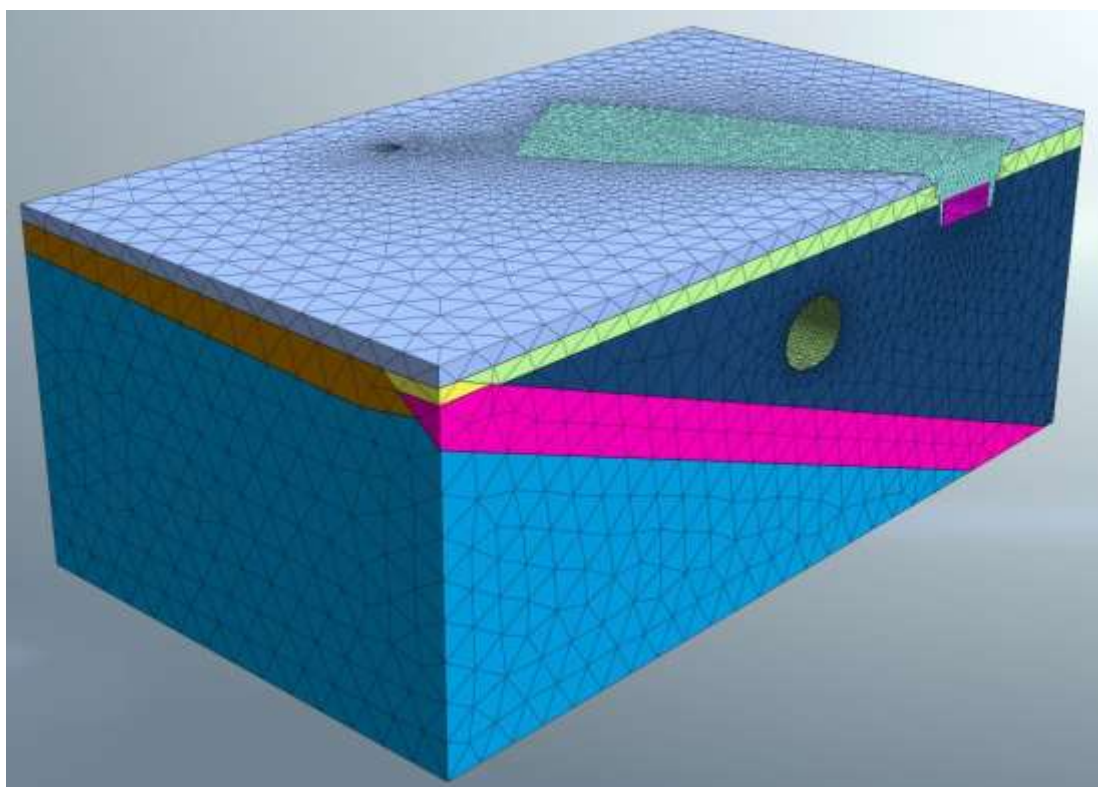
Výpočet tuhosti ostění pro mladý a zralý beton jsem odvodil dle článku v časopisu Tunel č. 3/2014 od Ing. Josefa Rotta – Homogenizace a modifikace složeného ocelobetonového ostění s časovým nárůstem modulu pružnosti stříkaného betonu (16).

Tento typ ostění používám v modelu A, B i C u primárního ostění patní štoly ve dně budoucího staničního tunelu. Tloušťka primárního ostění je 450 mm a je do něj vložen ocelový nosník HEB 360 v osově vzdálenosti 1 m. Parametry takového ostění, které jsem zadal do výpočtu v programu MIDAS GTS NX, jsou zřejmé z následujícího výpočtu.

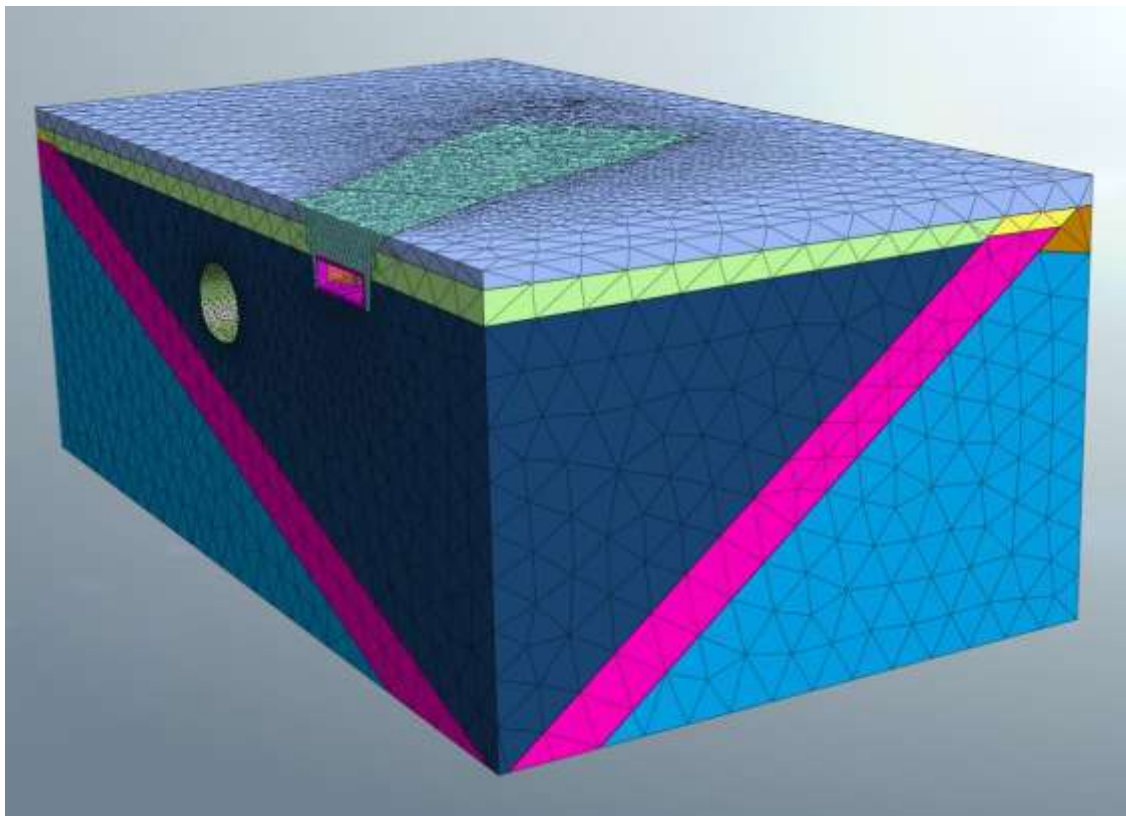
MATERIÁLY A ROZMĚRY OSTĚNÍ				POSTUP VÝPOČTU	
OCEL	Modul pružnosti oceli - E _O =	210,000	Gpa	1) Převodní koeficient betonu na ocel	
	Nosník	HEB 360		$n = \frac{E_O}{E_B}$ n= 14,15094 -	
	Plocha - A _O =	0,018063279	m ²	2) Náhradní plocha	
	Moment setrvačnosti - I _O =	0,000431934	m ⁴	$A_n = n * A_O + A_B$ A _n = 0,705612 m ²	
	Statický moment - S _O =	0,001139063	m ³	3) Těžiště náhradního profilu	
	Rozteč nosníku	1,00	m	$f = \frac{n * S_O + h_b * b_b * \frac{h_B}{2}}{n * A_O + A_B}$ f= 0,166336 mm	
BETON	Mladý beton			4) Moment setrvačnosti náhradního průřezu	
	Modul pružnosti betonu - E _B =	14,840	Gpa	$I_n = n * I_O + n * A_O * (e - f)^2 + I_B + A_B * (e - f)^2$	
	Vyzrálý beton			$I_n = 0,016134 \text{ m}^4$	
	E _B =	18,744	Gpa	5) Náhradní modul pružnosti	
	Tloušťka betonu - h _B =	0,450	m	$E_n = \sqrt{\frac{E_B^2 * A_n^3}{12 * I_n * b_B^2}}$	
	e=	0,225	m	6) Náhradní tloušťka	
	Plocha - A _B =	0,4500	m ²	$h_n = \frac{2 * \sqrt{3 * I_n}}{\sqrt{A_n}}$	
	Moment setrvačnosti - I _B =	0,007594	m ⁴		
Statický moment - S _B =	0,101250	m ³			
VÝSLEDKY					
OCELOBETON	MLADÝ BETON				
	Náhradní modul pružnosti - E _{NM} =	19,990	Gpa		
	Náhradní tloušťka ostění - h _{NM} =	0,524	m		
	VYZRÁLÝ BETON				
	Náhradní modul pružnosti - E _{NV} =	25,249	Gpa		
Náhradní tloušťka ostění - h _{NV} =	0,524	m			

Tabulka 19 – Výpočet parametrů ocelobetonu

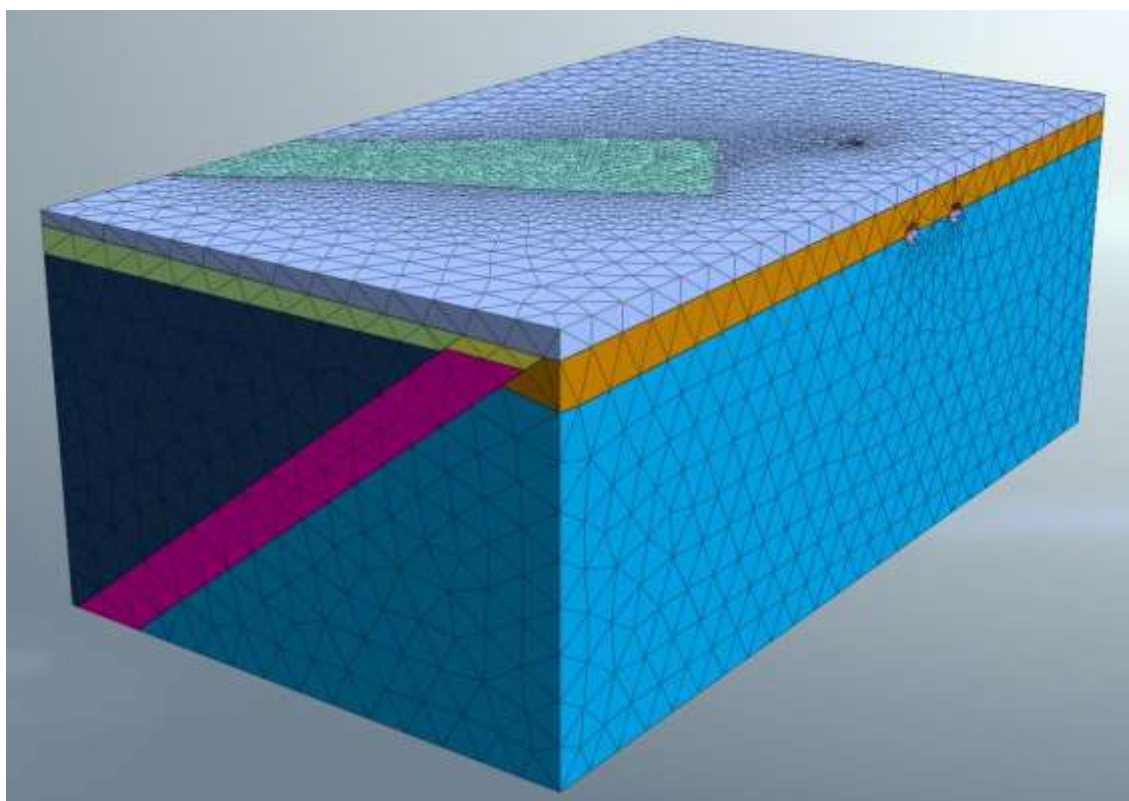
4.6.2 Pohledy na celý model



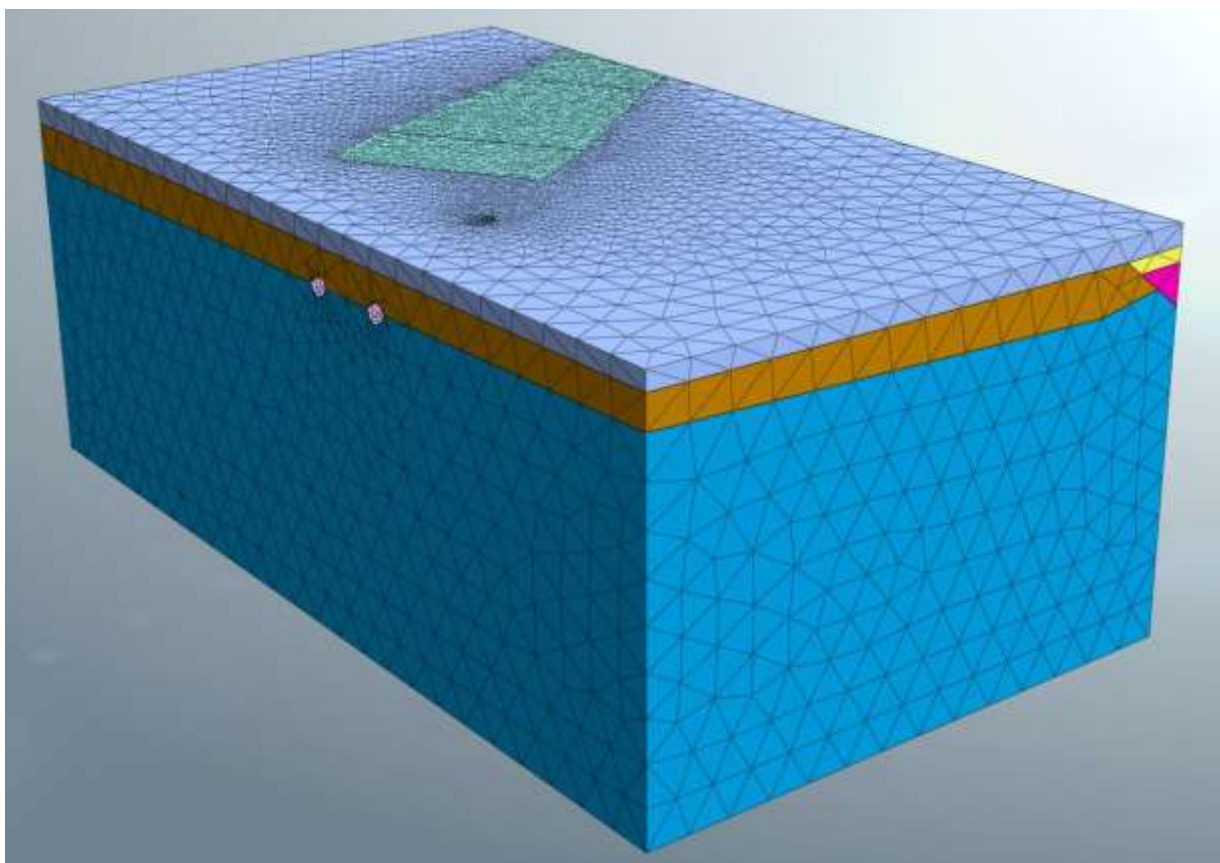
Obrázek 4-32 – Pohled na celý model – 01



Obrázek 4-33 – Pohled na celý model – 02



Obrázek 4-34 – Pohled na celý model – 03



Obrázek 4-35 – Pohled na celý model – 04

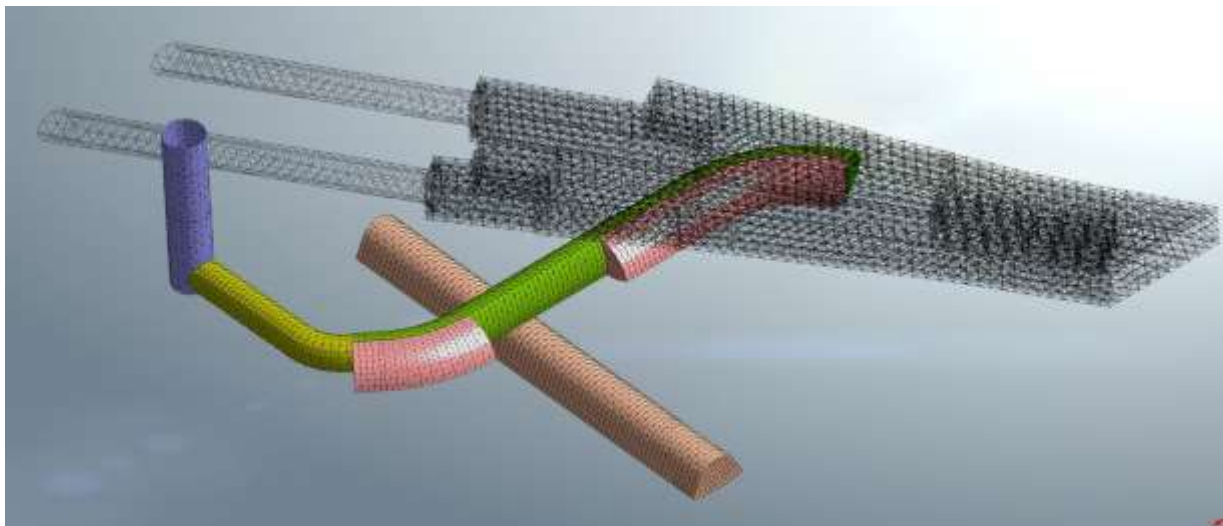
4.6.3 A – Štoly geologického průzkumu

4.6.3.1 Popis modelu

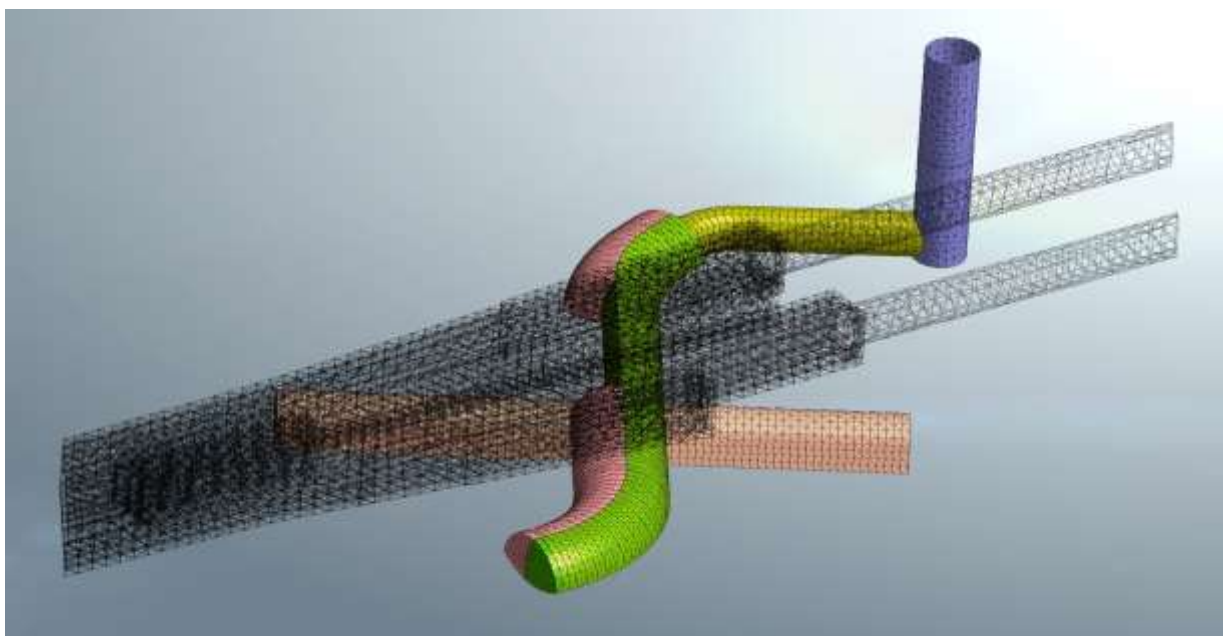
V tomto modelu budou postupně vybudována ražená podzemní díla, která jsou součástí geologického průzkumu. Na základě naměřených dat získaných geologickým průzkumem se v budoucnu budou v tomto modelu postupně upravovat parametry přirozeného a proinjektovaného horninového prostředí tak, aby výsledné deformace odpovídaly reálně naměřeným hodnotám.

Iniciační (prvotní) fáze obsahuje stávající hloubené a i ražené tunely trasy metra C. Do modelu jsou pak postupně přidávány štoly geologického průzkumu včetně proinjektované oblasti.

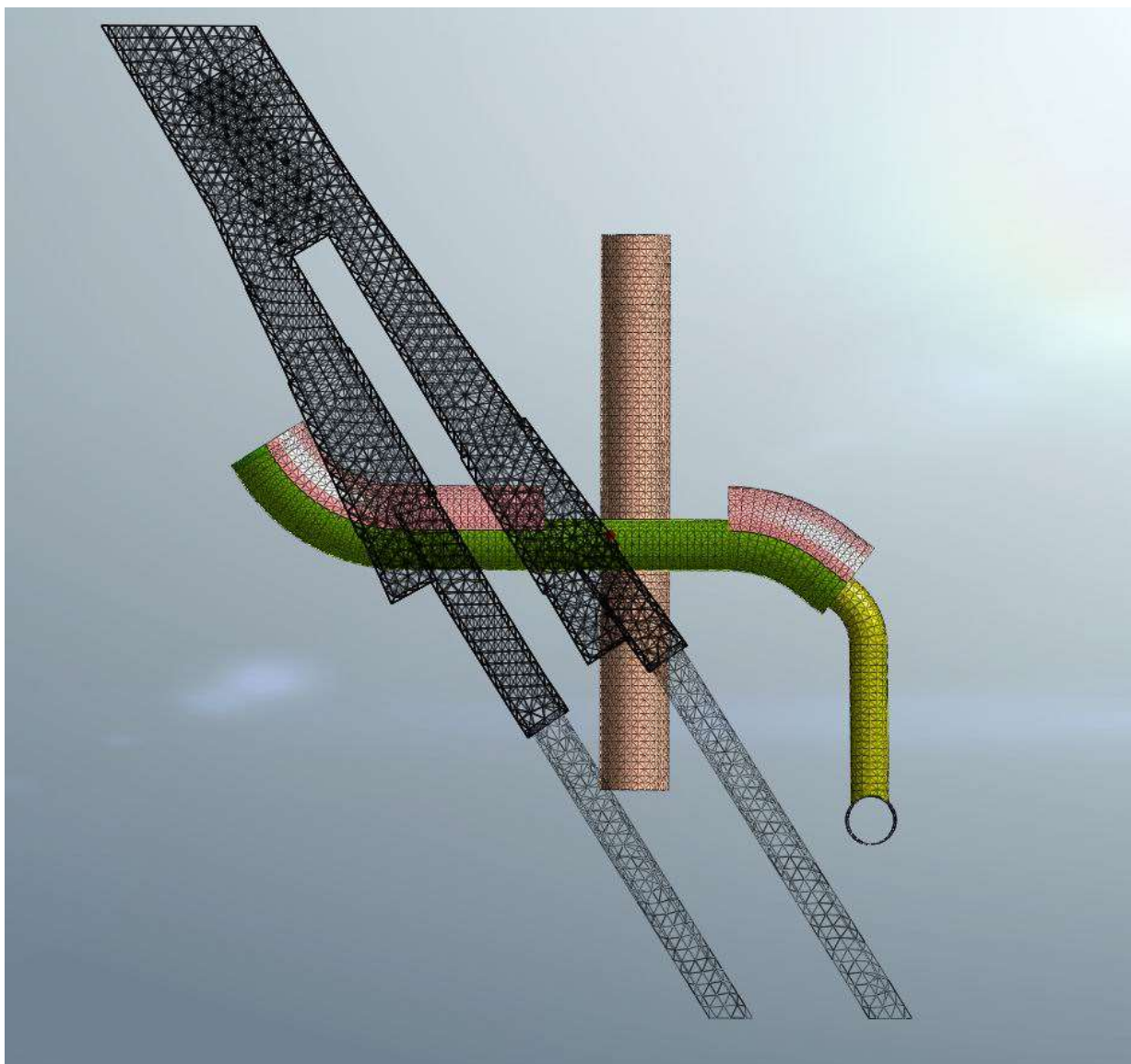
4.6.3.2 Geometrické uspořádání modelu



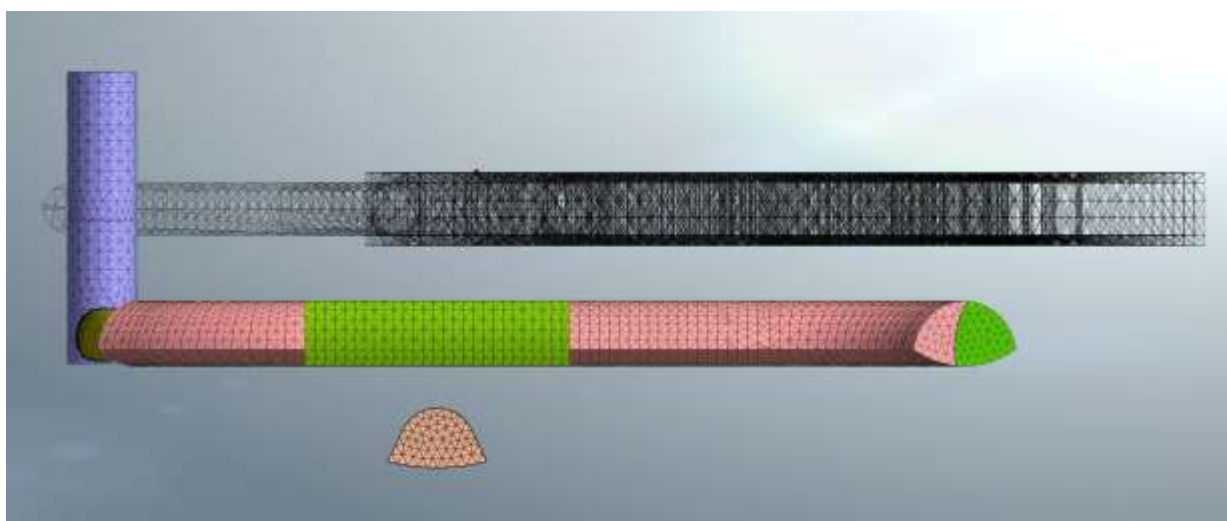
Obrázek 4-36 – Geometrické uspořádání modelu A – 01



Obrázek 4-37 – Geometrické uspořádání modelu A – 02



Obrázek 4-38 – Geometrické uspořádání modelu A – 03

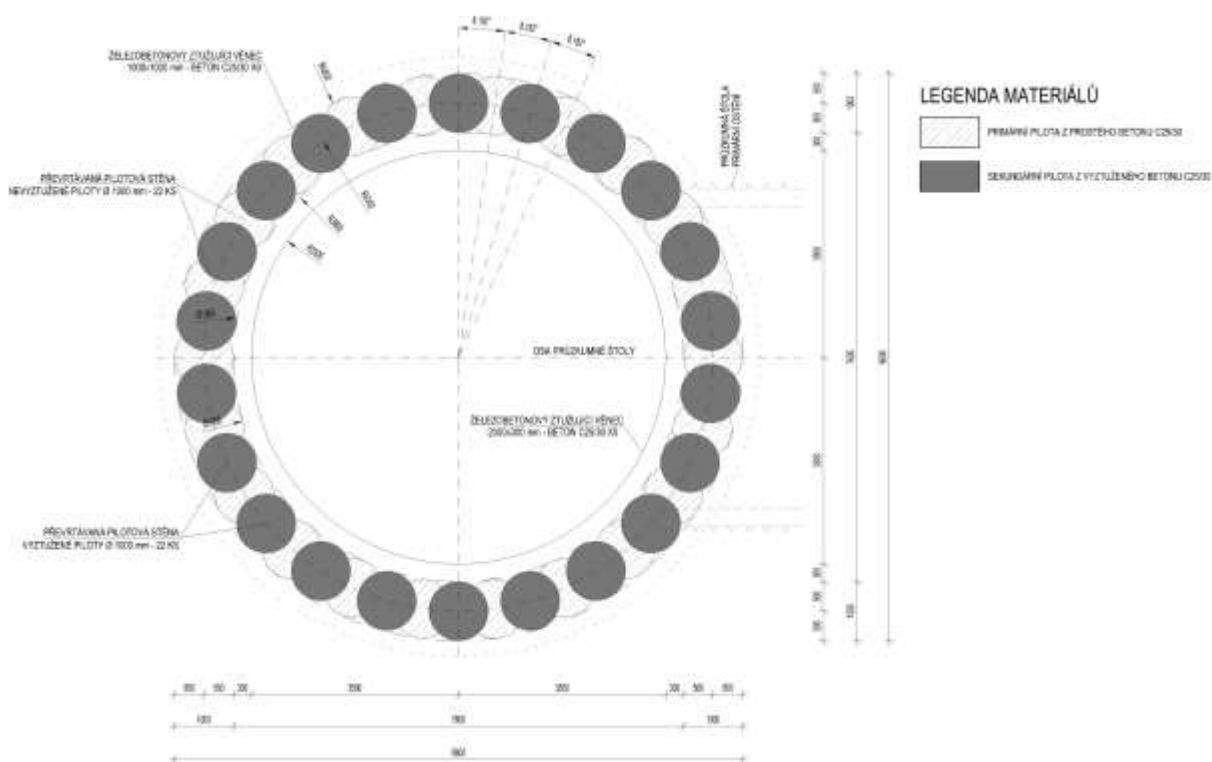


Obrázek 4-39 – Geometrické uspořádání modelu A – 04

4.6.3.3 Postup výstavby

4.6.3.3.1 Hloubení těžní šachty

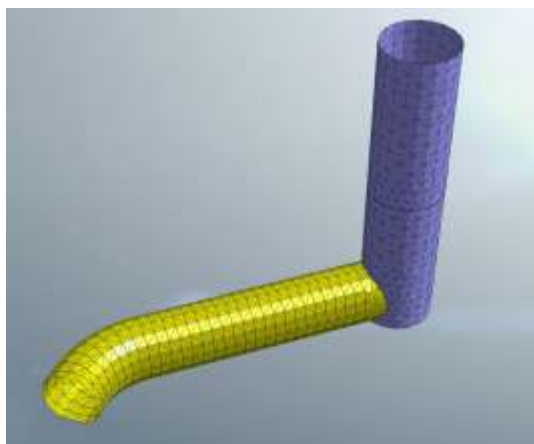
- Konstrukce zajištění – převrtávané piloty o průměru 1 m
- Světlý průměr jámy 7,6 m
- Světlý profil jámy 45,4 m²
- Celková hloubka jámy 29,9 m
- Krok hloubení – 2 m



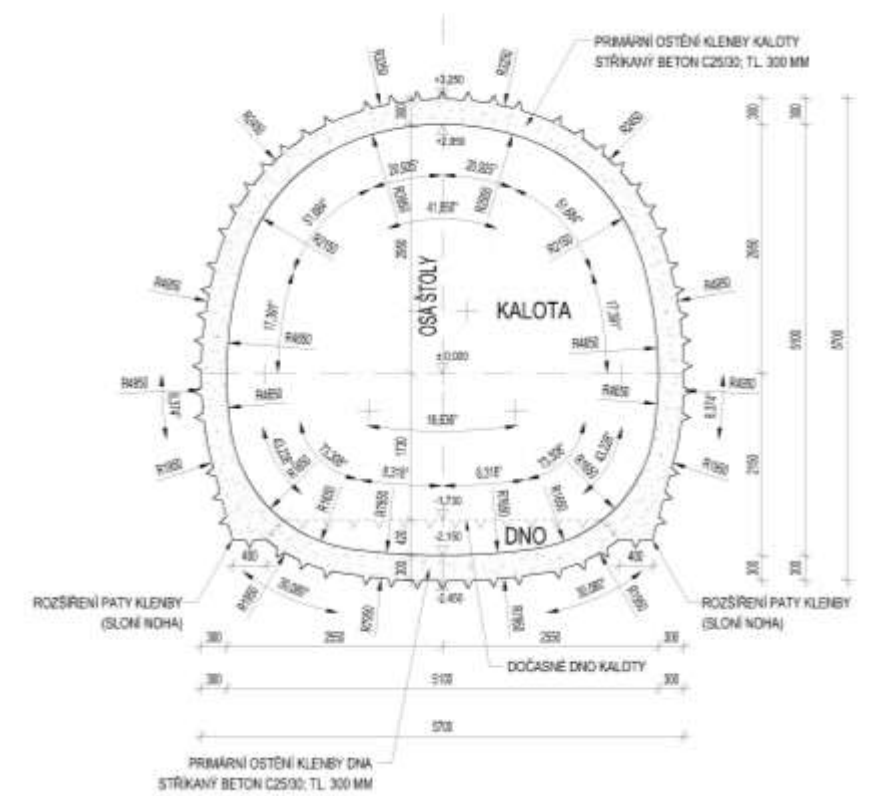
Obrázek 4-40 – Vzorový příčný řez šachtou

4.6.3.3.2 Ražba přístupové štoly

- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 300 mm
- Teoretický výrub štoly 27,32 m²
- Délka štoly 25,3 m
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 300 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celé přístupové štoly.



Obrázek 4-41 – Těžní šachta a přístupová štola

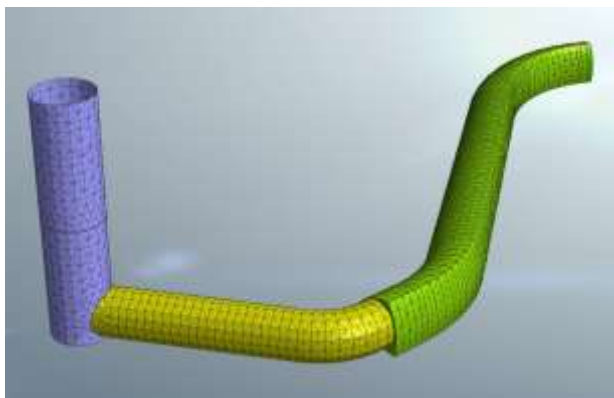


Obrázek 4-42 – Vzorový příčný řez přístupovou štolou

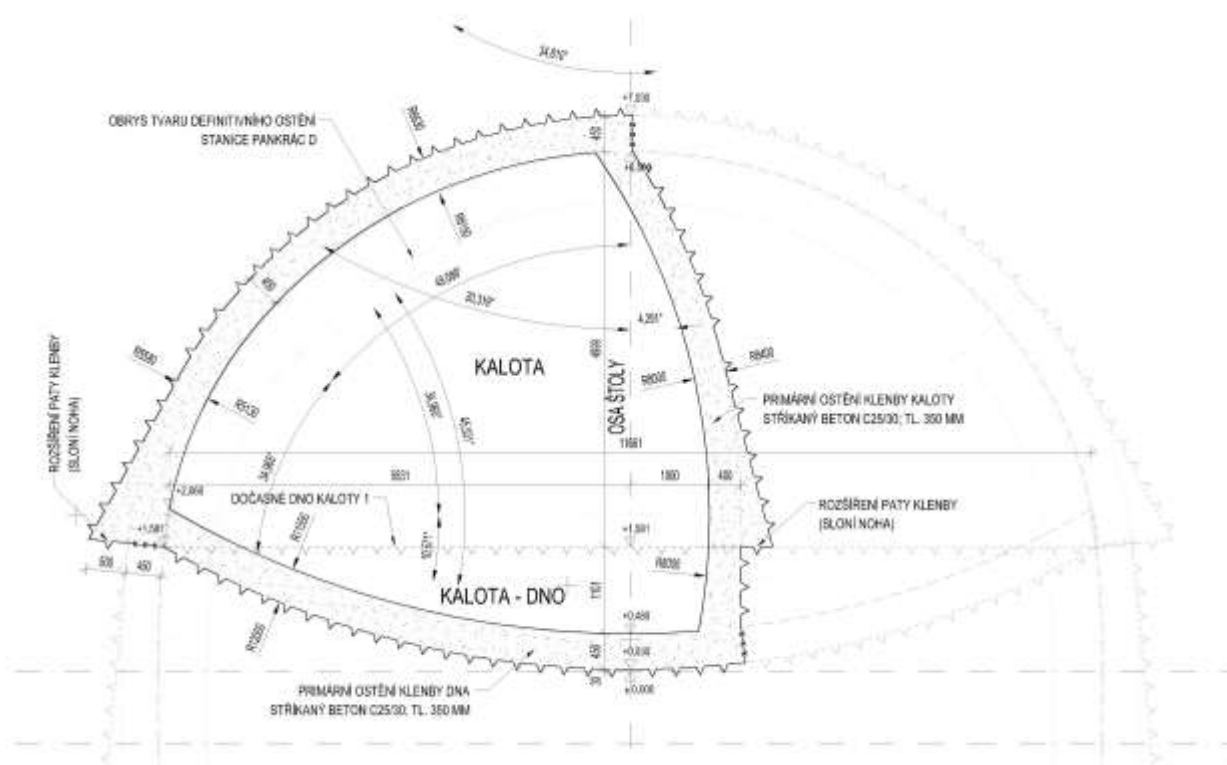
4.6.3.3.3 Ražba průzkumné štoly

- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 450 mm
- Teoretický výrub štoly 40,57 m²
- Délka štoly 91,4 m
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 450 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je

aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celé průzkumné štoly.



Obrázek 4-43 – Těžní šachta, přístupová štola a průzkumná štola

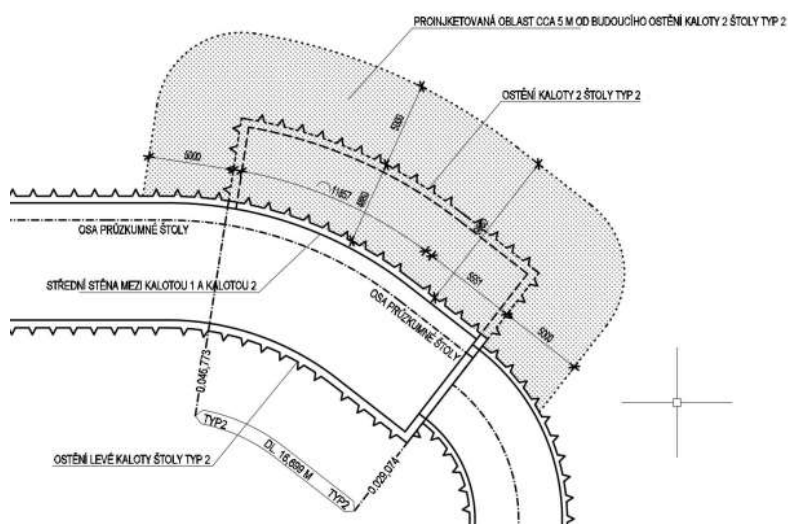


Obrázek 4-44 – Vzorový příčný řez průzkumnou štolou

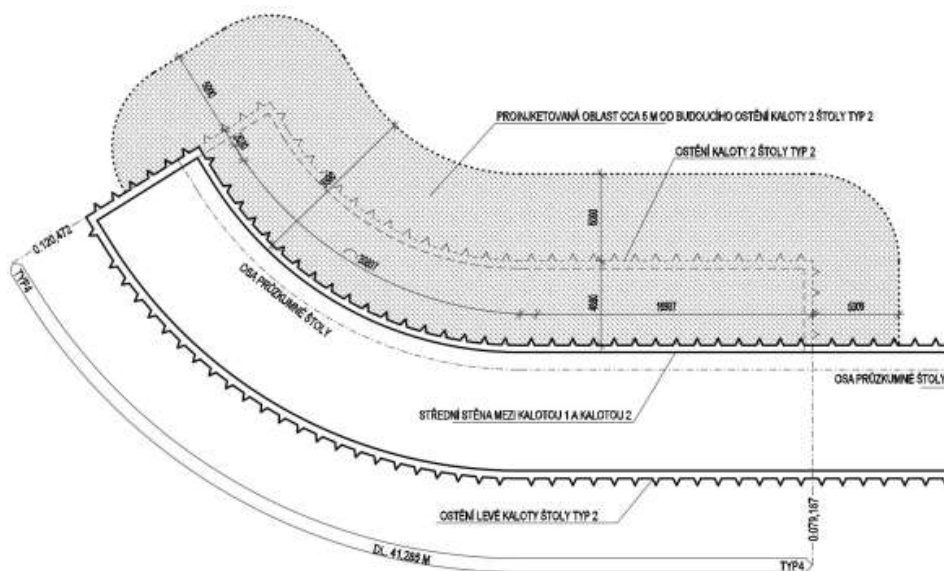
4.6.3.3.4 Provedení chemických injektáží

- Pro porovnání je proveden jeden výpočet bez vlivu chemických injektáží
- Výpočet s proinjektovanou oblastí je proveden celkem 20x s 20 různými hodnotami pevnostních a deformačních parametrů proinjektované horniny, vycházejícími ze statistického zpracování vstupních parametrů simulační metodou LHS (Latin Hypercube Sampling) – viz kapitola 4.4.4 *Statistické zpracování vstupních parametrů simulační metodou LHS (Latin Hypercube Sampling)*.

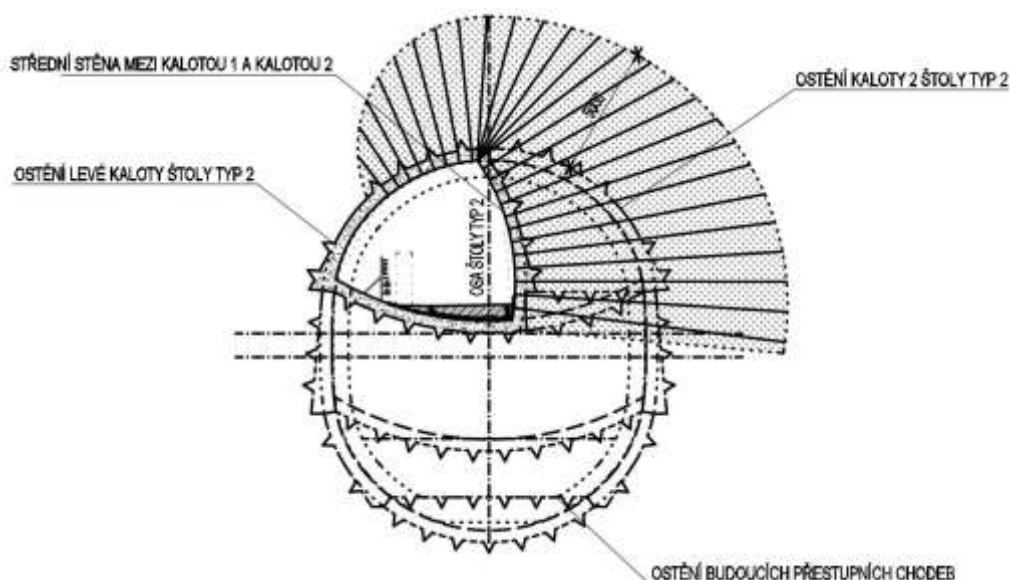
- V místech rozšíření kaloty na tvar budoucích přestupních tunelů je ve výpočtech v tomto kroku změněn materiál přirozeně uložené horniny za horninu uměle vylepšenou chemickými injektážemi v rozsahu patrném z následujících obrázků.
- Předpokládaný objem proinjektované horniny 9750 m³
- Předpokládaná délka vrtů pro provedení injektáže 19 023 m
- Předpokládaná spotřeba injektážních hmot – 1044 t



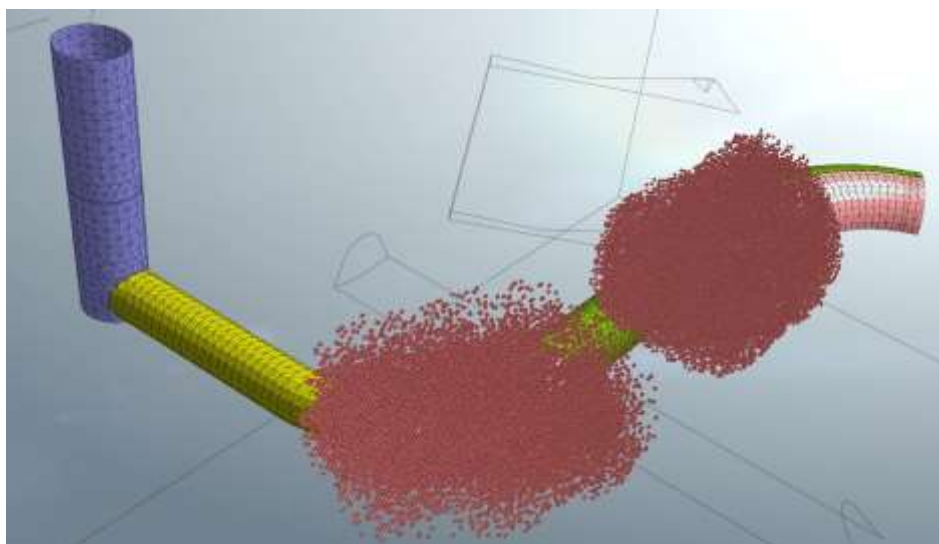
Obrázek 4-45 – Proinjektovaná oblast – Půdorys 1. části



Obrázek 4-46 – Proinjektovaná oblast – Půdorys 2. části



Obrázek 4-47 – Proinjektovaná oblast – Řez

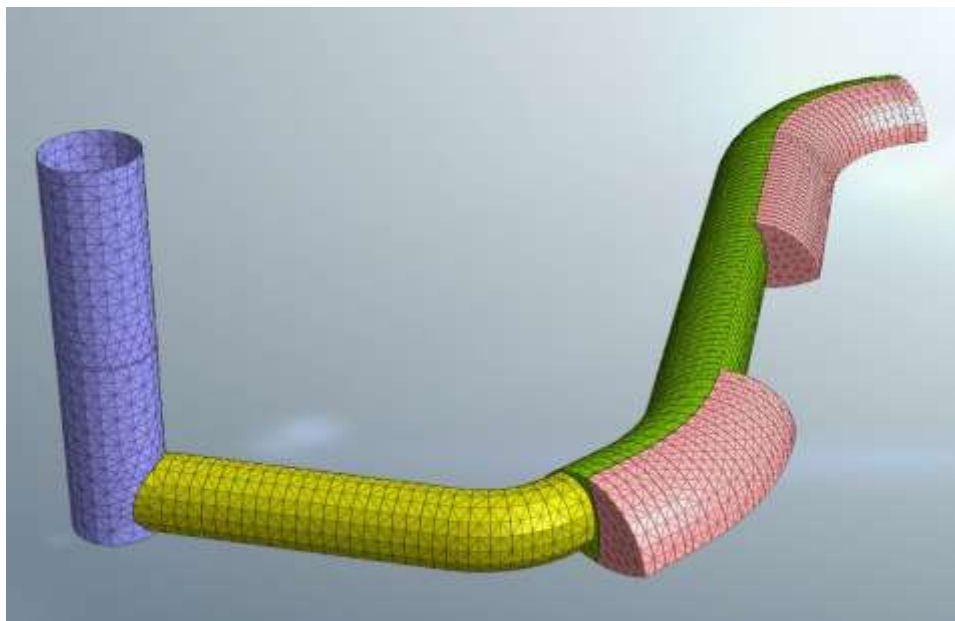


Obrázek 4-48 – Proinjektovaná oblast – MIDAS GTS NX

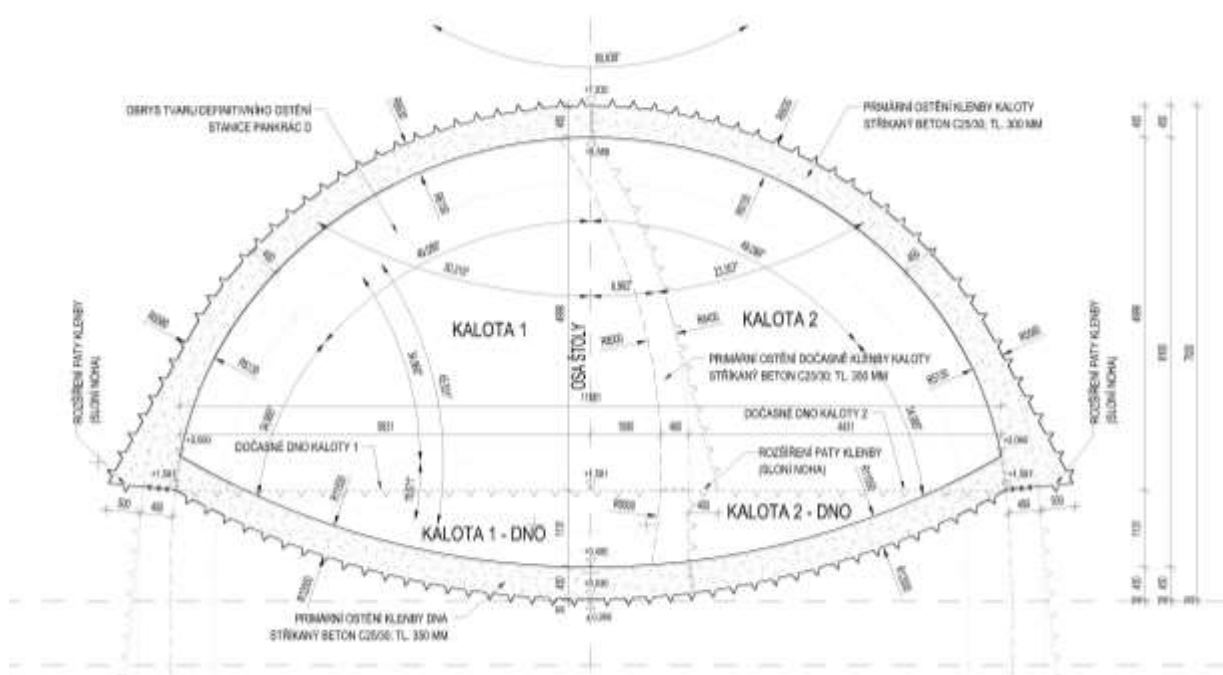
4.6.3.3.5 Rozšíření kaloty průzkumné štolý na tvar kaloty budoucích přestupních chodeb

- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 450 mm
- Teoretický výrub druhé poloviny kaloty 25,61 m²
- Délka rozšířené oblasti 16,7 + 41,3 = 58 m
- Krok ražby – 1 m.
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 450 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*, v tom samém kroku

dojde k odebrání střední stěny mezi kalotami. Tento postup se opakuje do vyražení celého rozšíření průzkumné štoly.



Obrázek 4-49 – Těžní šachta, přístupová štola, průzkumná štola a její rozšíření

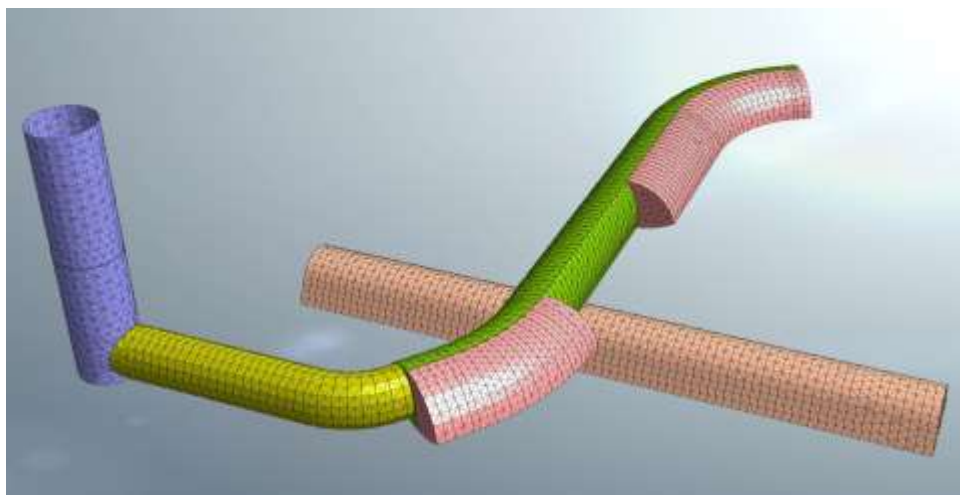


Obrázek 4-50 – Vzorový příčný řez průzkumnou štolou s rozšířením

4.6.3.3.6 Ražba průzkumné patní štoly ve dně budoucí stanice

- Primární ostění ze stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 500 mm s výztužnými ocelovými nosníky
- Teoretický výrub štoly 49,8 m²

- Délka štoly 60 m
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ocelobetonové ostění tloušťky 500 mm, jako materiál je použitý *Mladý ocelobeton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý ocelobeton*. Tento postup je opakován do vyražení celé průzkumné patní štoly.

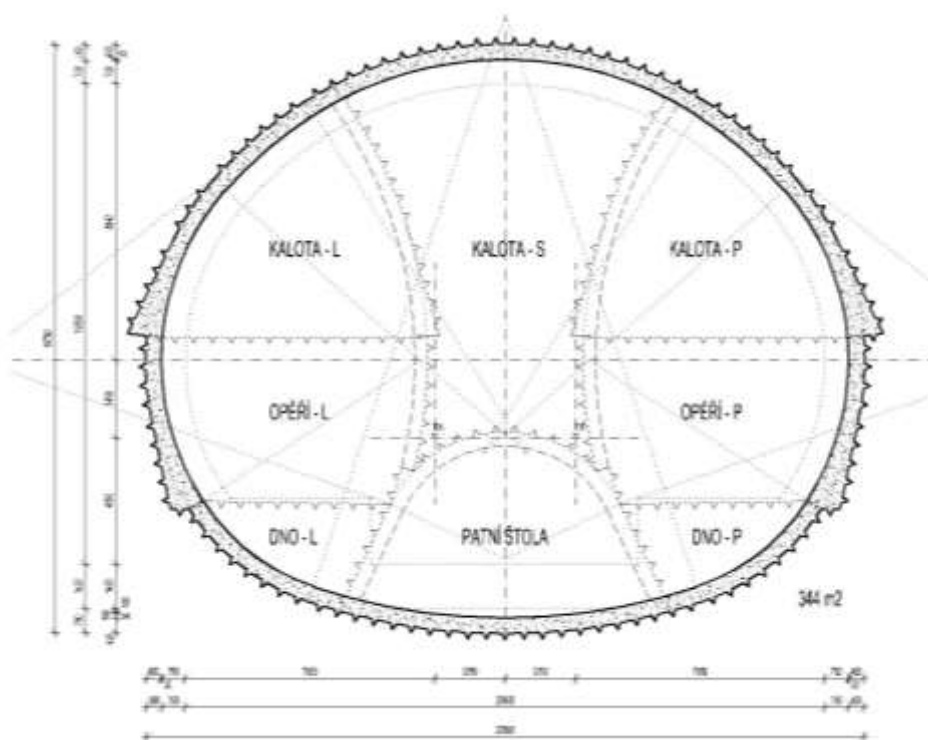


Obrázek 4-51 – Těžní šachta, přístupová štola, průzkumná štola a její rozšíření, patní štola ve dně stanice

4.6.4 B – Ražba stanice Pankrác D

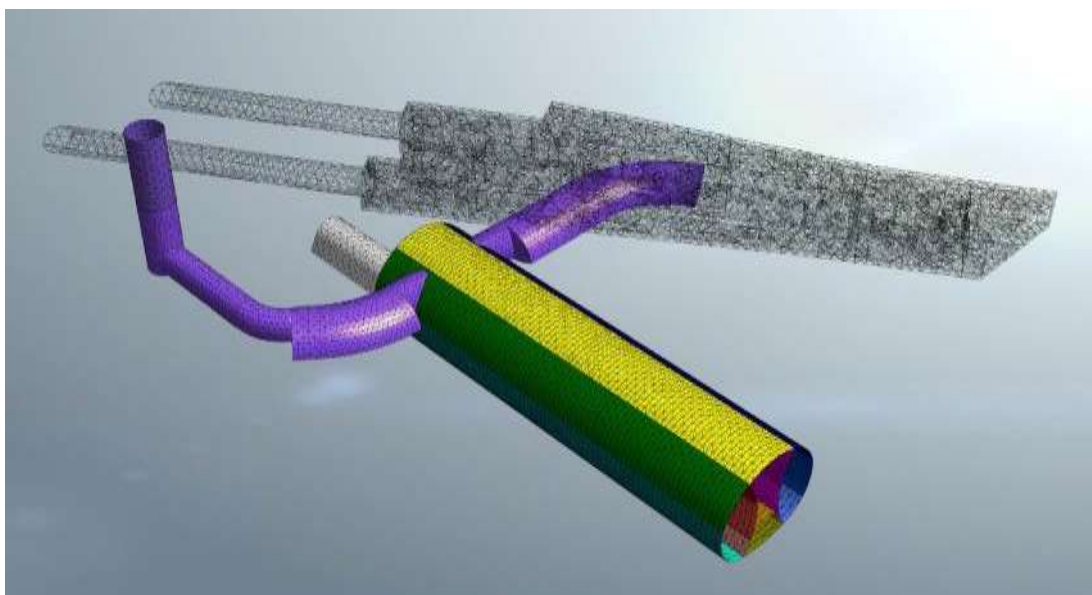
4.6.4.1 Popis modelu

V tomto modelu bude postupně vybudován ražený staniční tunel Pankrác D. Profil je rozčleněn na 8 dílčích výrubů.

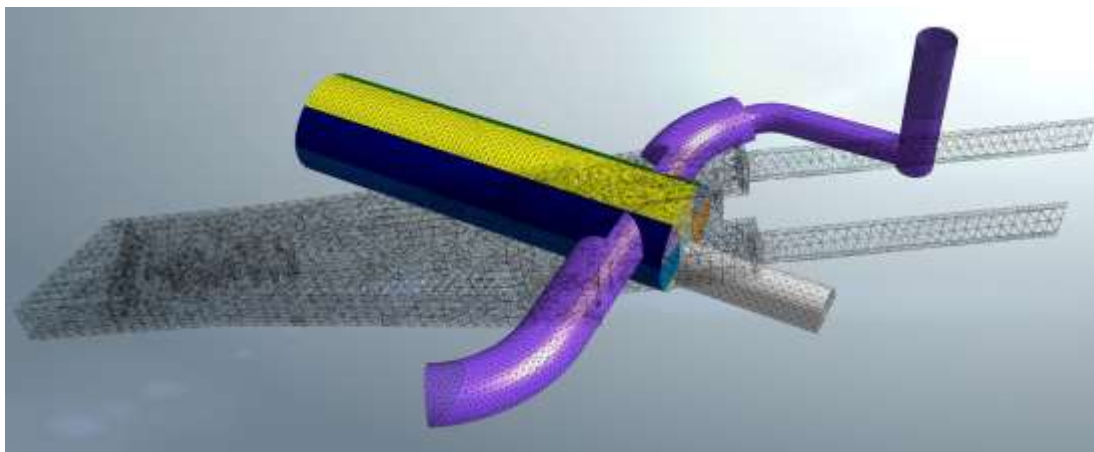


Iničiacní (prvotní) fáze obsahuje stávající hloubené i ražené tunely trasy metra C a veškerá ražená díla geologického průzkumu včetně průzkumné patní štoly, která je vedena ve dně stanice. Do modelu jsou pak postupně přidávány jednotlivé výrubové staniční tunely, model v sobě zahrnuje i proinjektovanou oblast Kosovského souvrství.

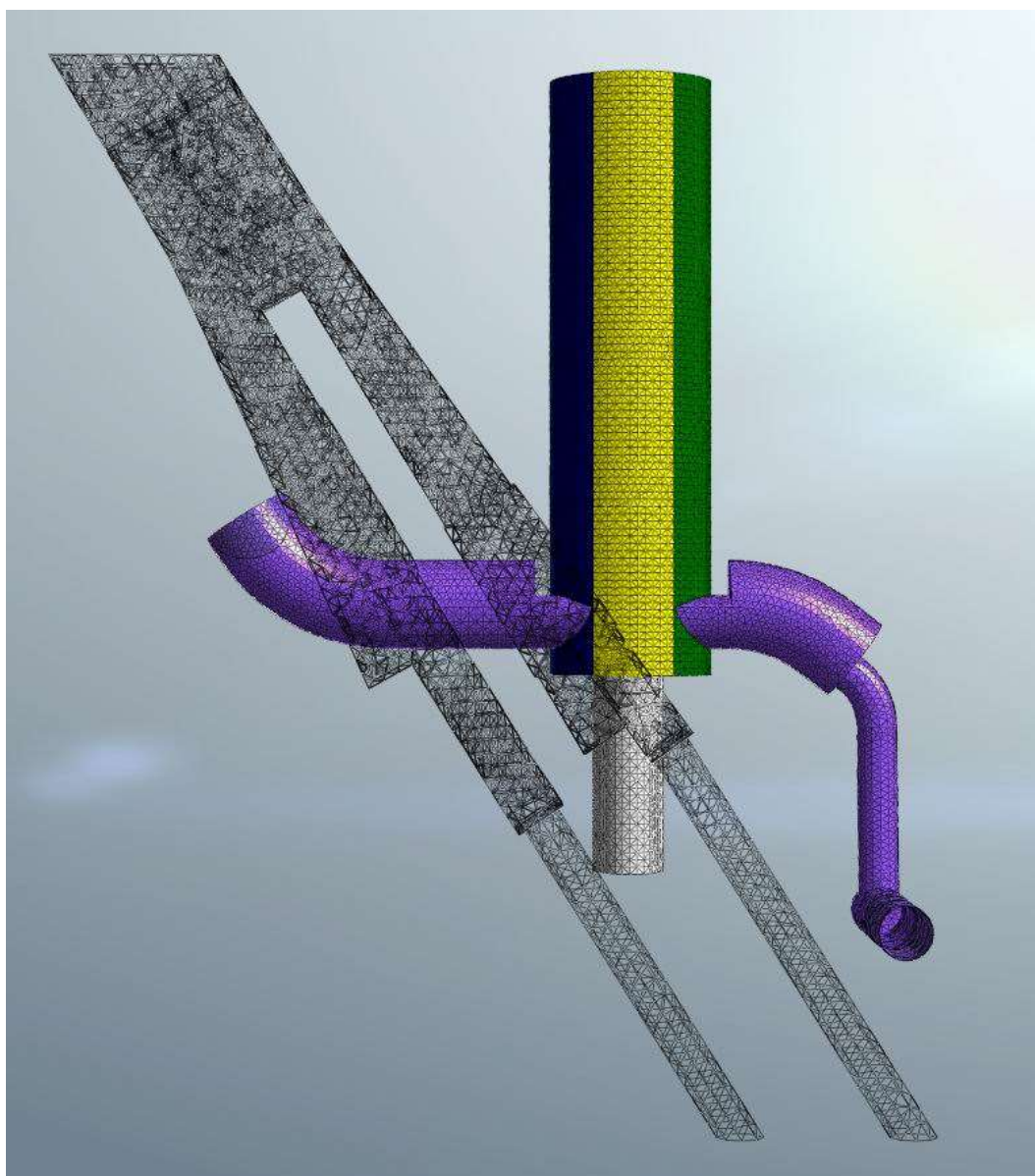
4.6.4.2 Geometrické uspořádání modelu



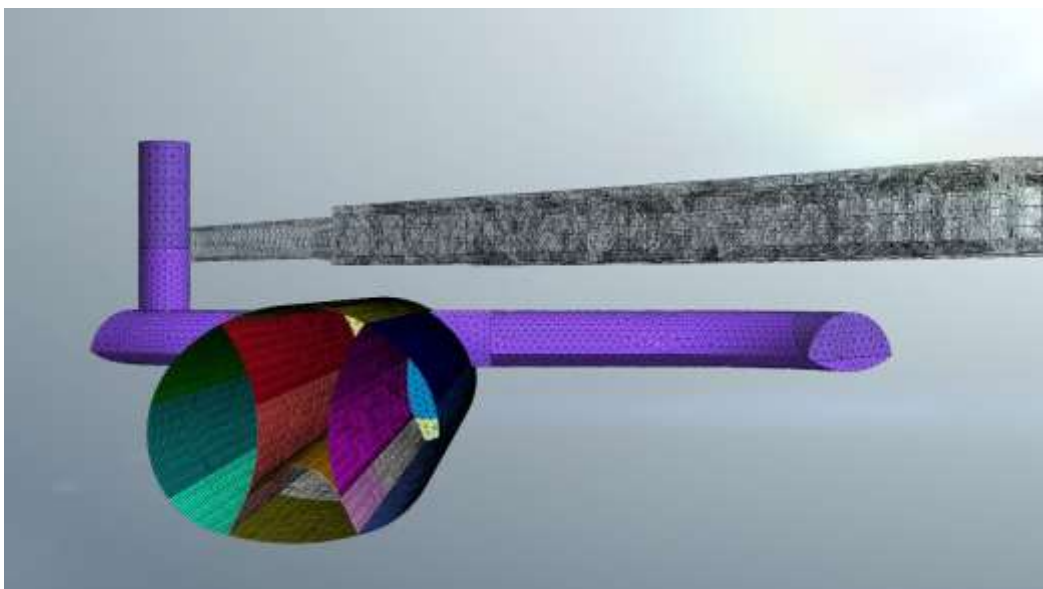
Obrázek 4-53 – Geometrické uspořádání modelu B – 01



Obrázek 4-54 – Geometrické uspořádání modelu B – 02



Obrázek 4-55 – Geometrické uspořádání modelu B – 03



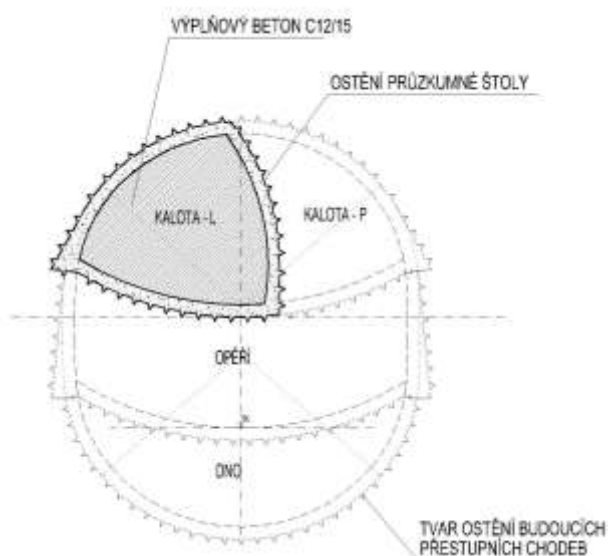
Obrázek 4-56 – Geometrické uspořádání modelu B – 04

4.6.4.3 Postup výstavby

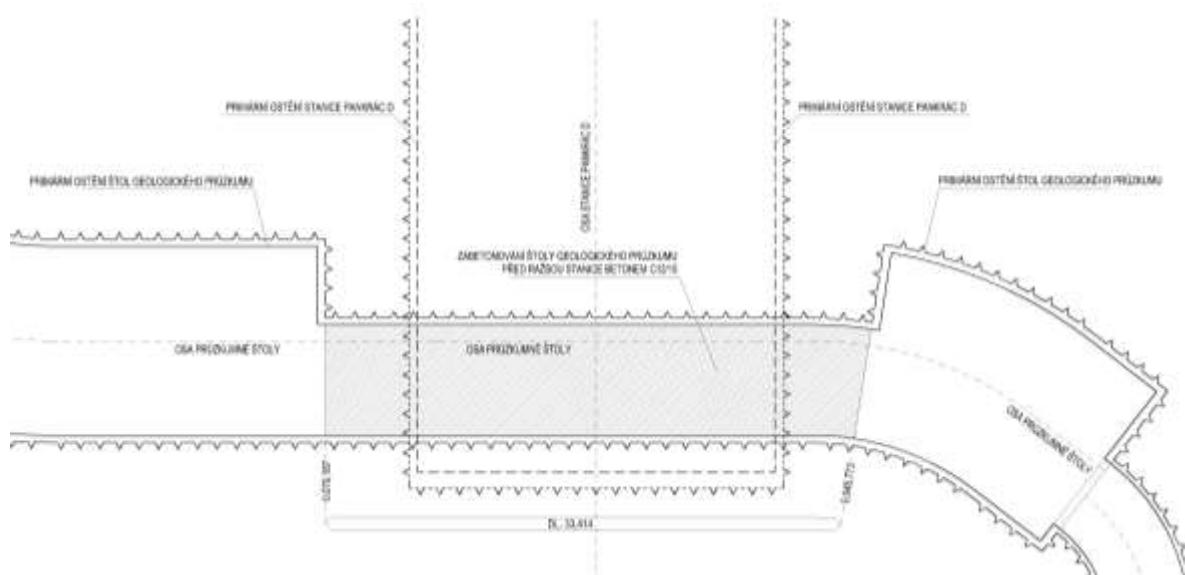
4.6.4.3.1 Zabetonování štol geologického průzkumu

V místě, kde dochází k průniku štol geologického průzkumu z modelu A a profilu ražené stanice modelu B je průzkumná štola vyplněna betonem C 12/15.

- Světlý profil 31 m^2
- Délka $33,4 \text{ m}$
- Objem betonu – $1035,4 \text{ m}^3$



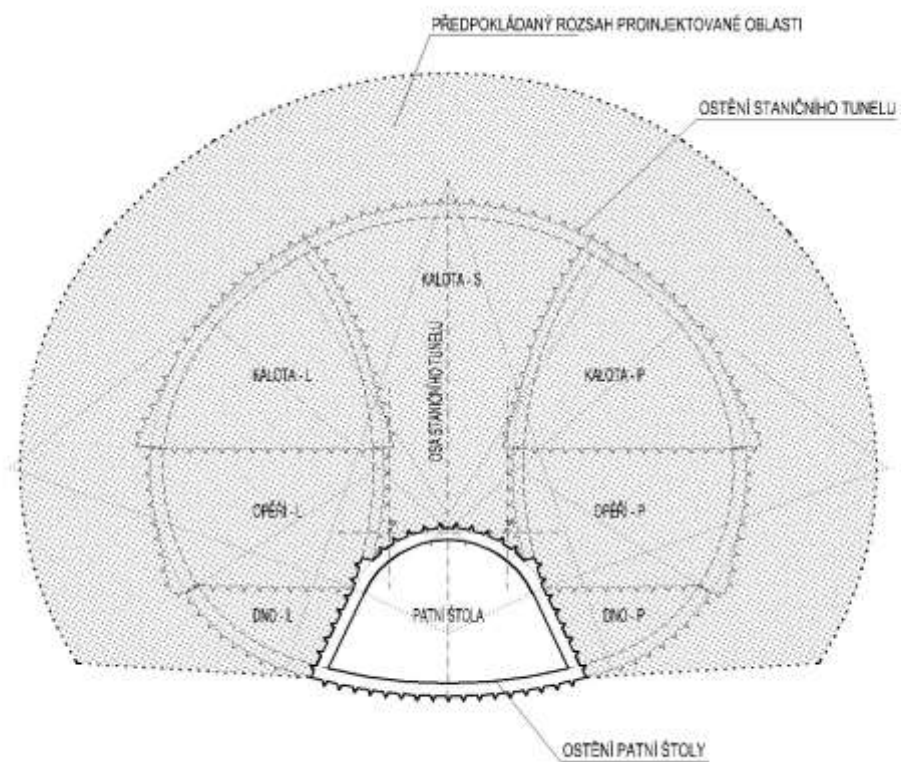
Obrázek 4-57 – Zabetonování štol – Řez



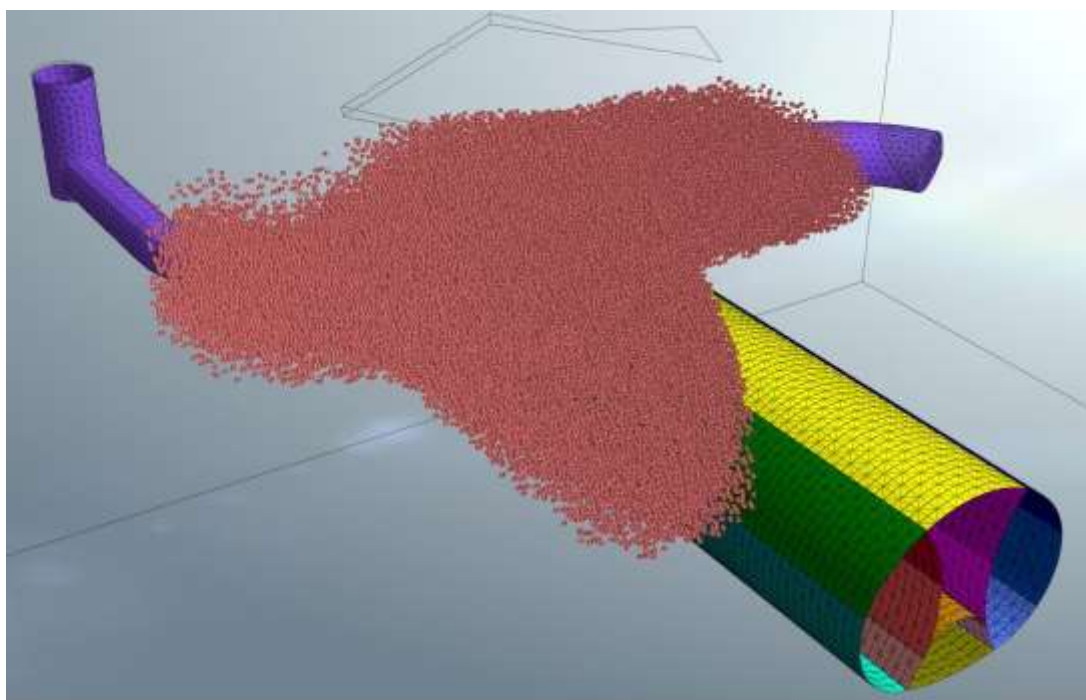
Obrázek 4-58 – Zabetonování štoly – Půdorys

4.6.4.3.2 Provedení chemických injektáží

- Pro porovnání je proveden jeden výpočet bez vlivu chemických injektáží
- Výpočet s proinjektovanou oblastí je proveden celkem 20x s 20 různými hodnotami pevnostních a deformačních parametrů proinjektované horniny, vycházejícími ze statistického zpracování vstupních parametrů simulační metodou LHS (Latin Hypercube Sampling) – viz kapitola 4.4.4 *Statistické zpracování vstupních parametrů simulační metodou LHS (Latin Hypercube Sampling)* (11).
- V horninách Kosovského souvrství je v prostoru stanice a jeho nejbližším okolí provedena změna materiálu přirozeně uložené horniny za horninu uměle vylepšenou chemickými injektážemi v rozsahu patrném z následujících obrázků.
- Předpokládaný objem proinjektované horniny 17 700 m³
- Předpokládaná délka vrtů pro provedení injektáže 34 540 m
- Předpokládaná spotřeba injektážních hmot – 1900 t

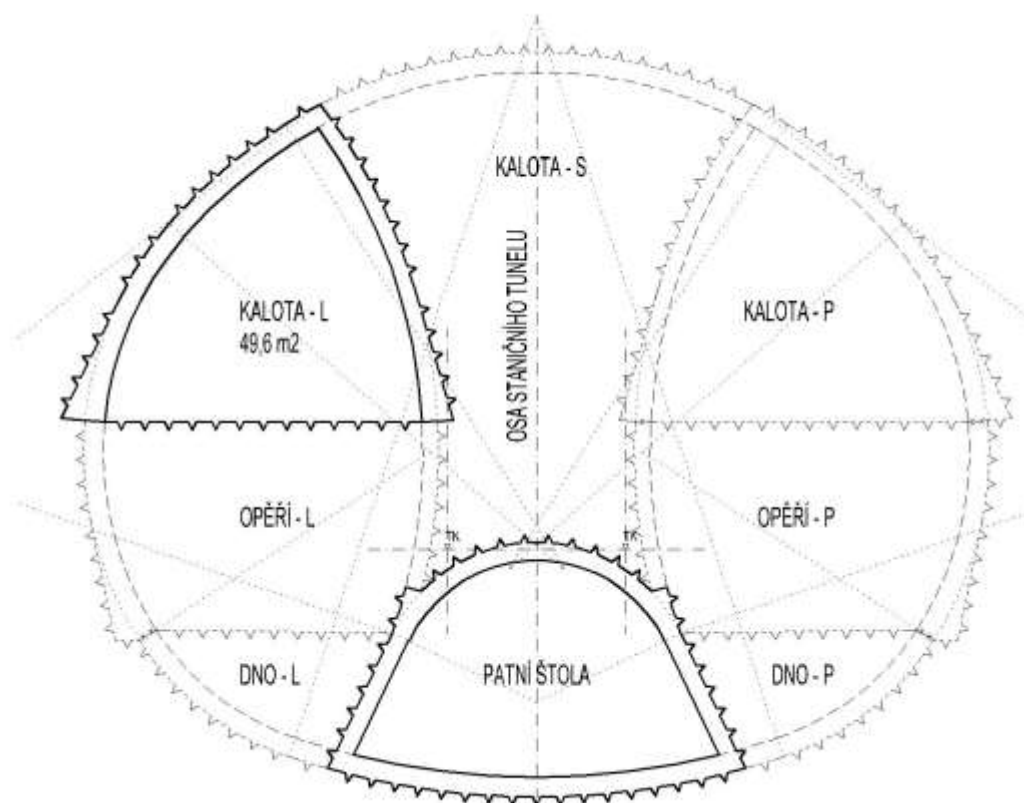


Obrázek 4-59 – Proinjektovaná oblast – Řez



Obrázek 4-60 – Proinjektovaná oblast – MIDAS GTS NX

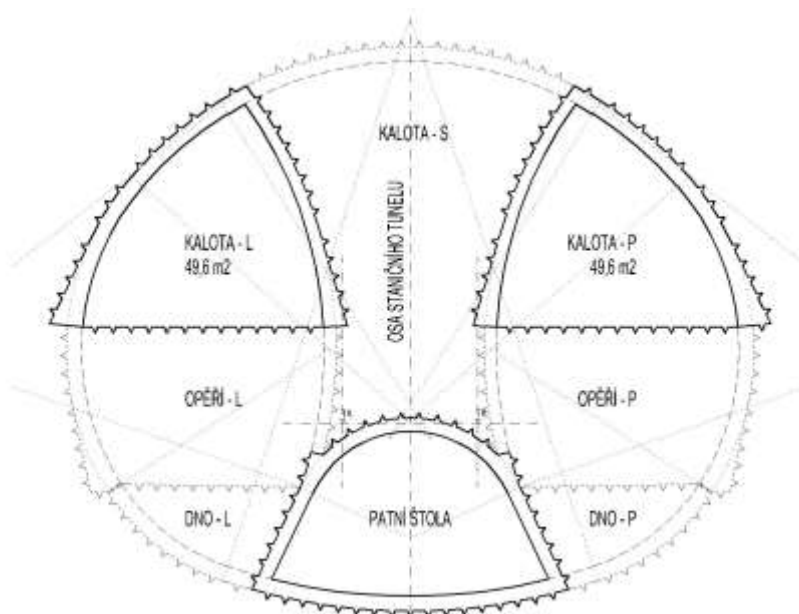
4.6.4.3.3 Ražba levé kaloty



Obrázek 4-61 – Postup výstavby – Ražba levé kaloty

- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 500 mm, resp. 450 mm
- Teoretický výrub levé kaloty 49,6 m²
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 500 mm (resp. 450 mm), jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celé levé kaloty.

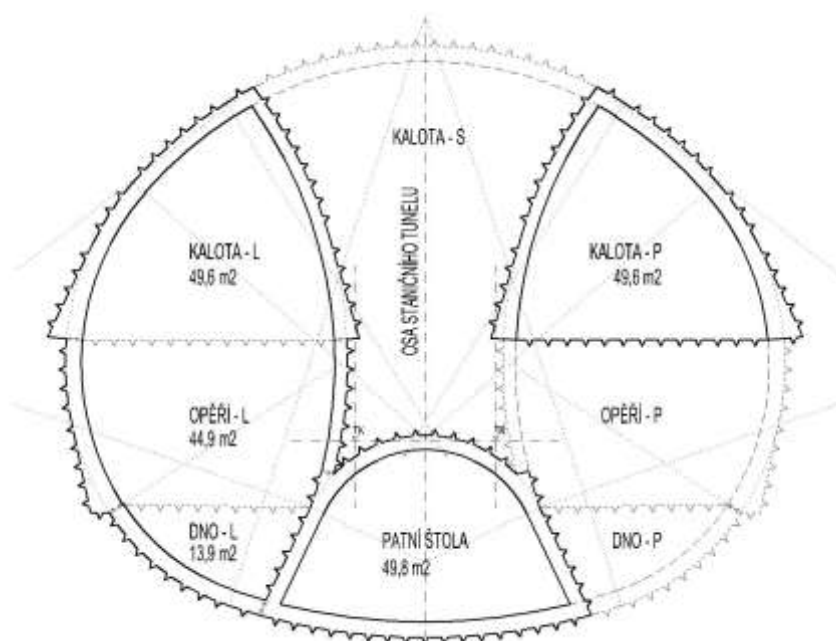
4.6.4.3.4 Ražba pravé kaloty



Obrázek 4-62 – Postup výstavby – Ražba pravé kaloty

- Odstup čelby pravé kaloty od čelby levé kaloty – 20 kroků
- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tl. 500 mm, resp. 450 mm
- Teoretický výrub levé kaloty 49,6 m²
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 500 mm (resp. 450 mm), jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celé pravé kaloty.

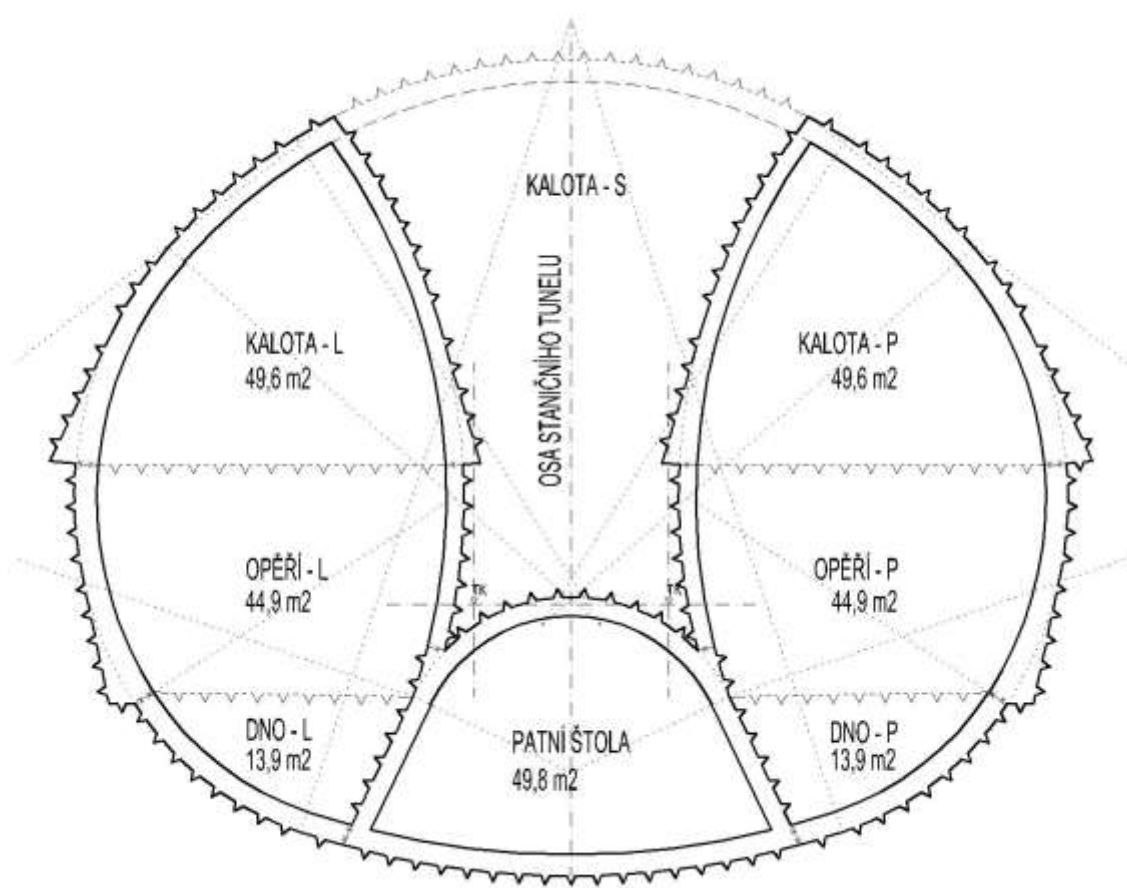
4.6.4.3.5 Ražba levého opěří a dna



Obrázek 4-63 – Postup výstavby – Ražba levého opěří a dna

- Ražba levého opěří a levého dna začne až po vyrazení celé levé a pravé kaloty.
- Odstup čelby opěří a čelby dna je ve výpočtu nastaven na 5 kroků.
- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 500 mm, resp. 450 mm
- Teoretický výrub levého opěří 44,9 m²
- Teoretický výrub levého dna 13,9 m²
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 500 mm (resp. 450 mm), jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyrazení celého levého opěří, resp. dna.

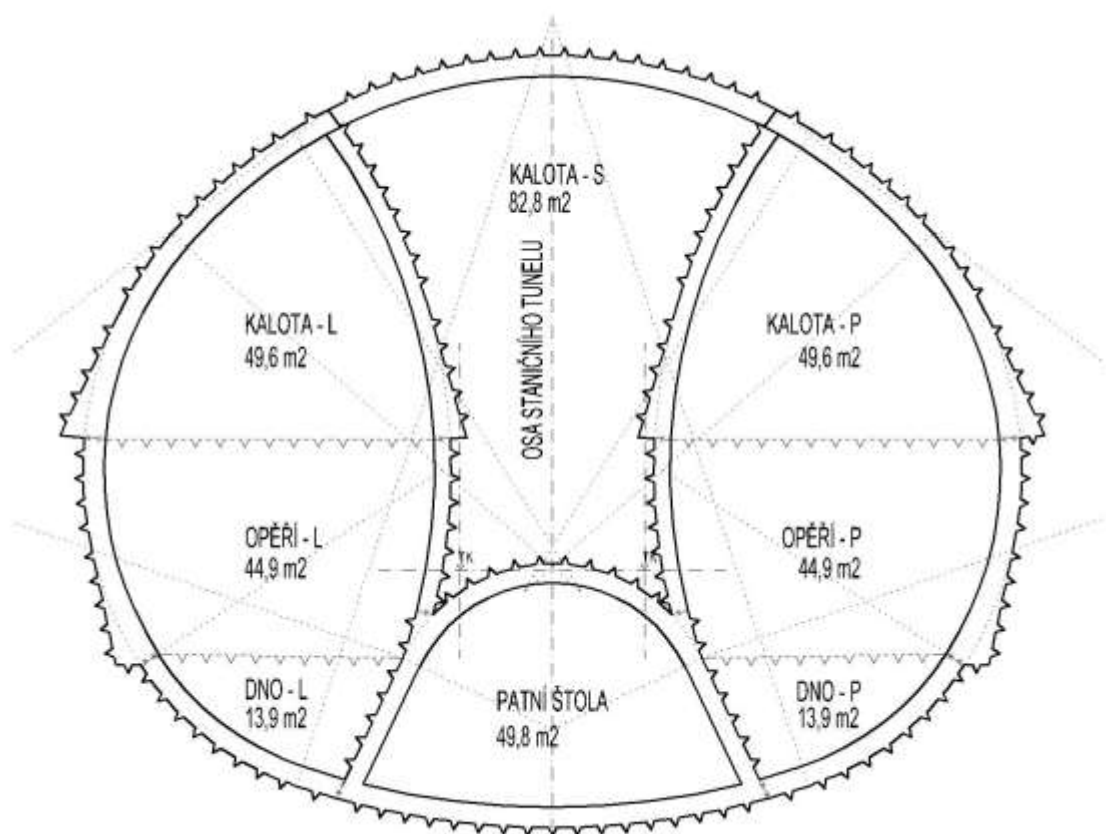
4.6.4.3.6 Ražba pravého opěří a dna



Obrázek 4-64 – Postup výstavby – Ražba pravého opěří a dna

- Odstup čelby pravého opěří od čelby pravého dna je 10 kroků.
- Ražba levého opěří a levého dna začne až po vyražení celé levé a pravé kaloty.
- Odstup čelby opěří a čelby dna je ve výpočtu nastaven na 5 kroků.
- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 500 mm, resp. 450 mm
- Teoretický výrub levého opěří 44,9 m²
- Teoretický výrub levého dna 13,9 m²
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 500 mm (resp. 450 mm), jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celého pravého opěří, resp. dna.

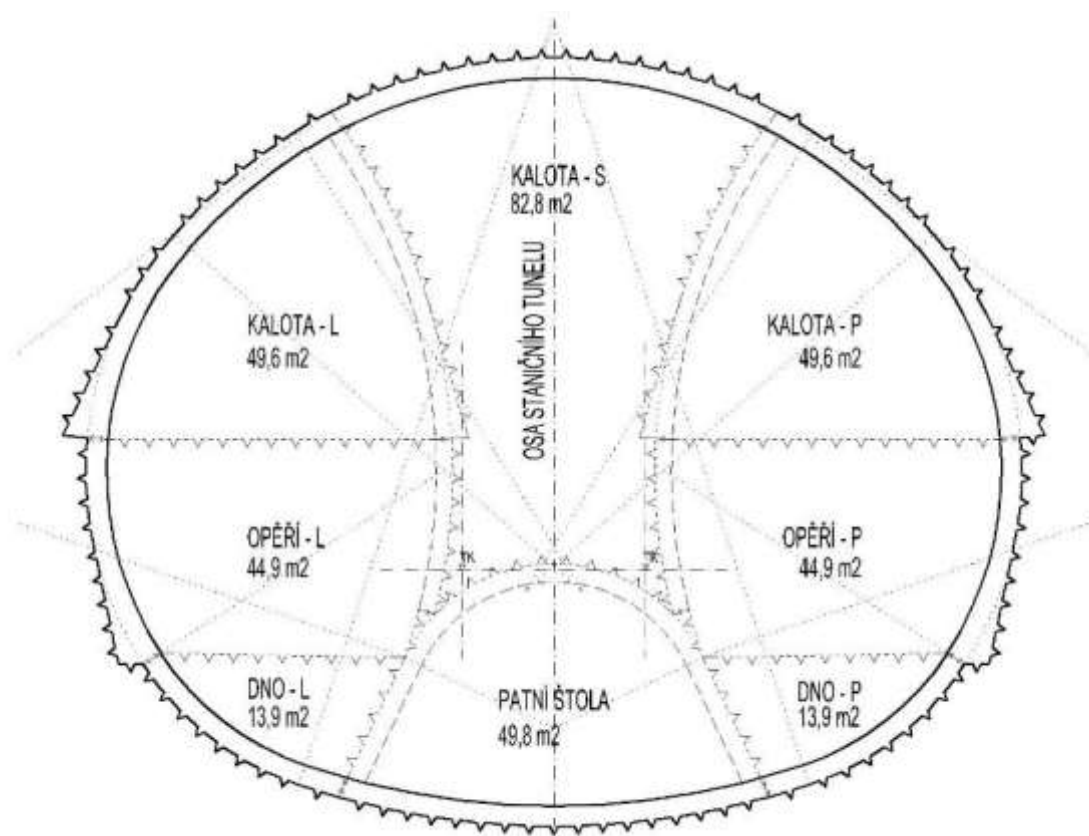
4.6.4.3.7 Ražba kaloty střední lodi



Obrázek 4-65 – Postup výstavby – Ražba střední kaloty

- Ražba střední kaloty začne až po vyražení celé levé a pravé gotiky.
- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 500 mm
- Teoretický výrub střední kaloty 82,8 m²
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 500 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení střední kaloty.

4.6.4.3.8 Vybourání vnitřních stěn primárního ostění

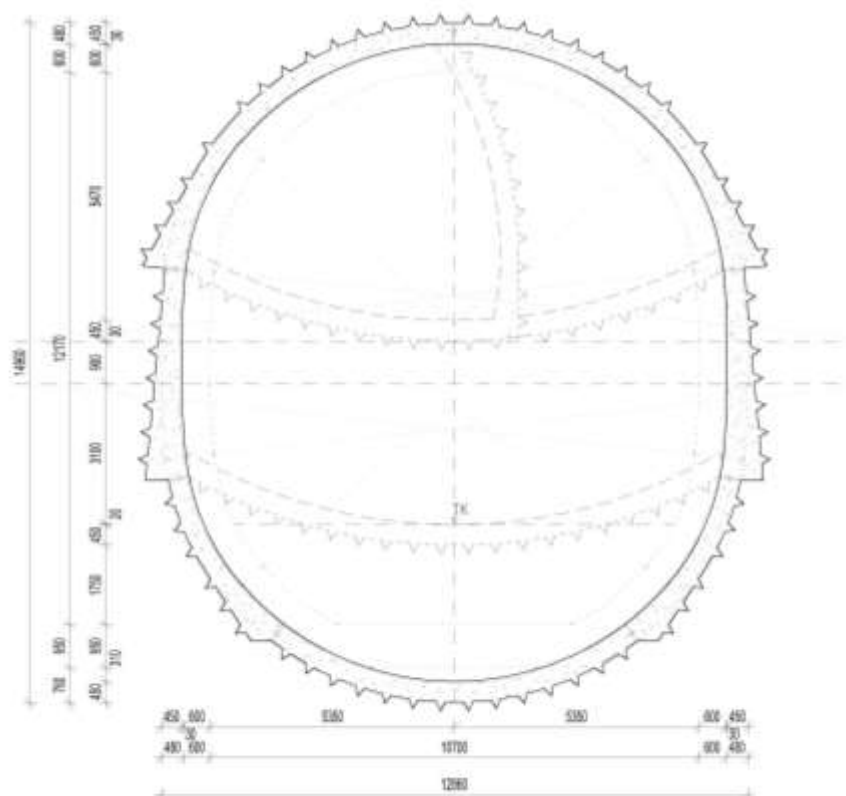


Obrázek 4-66 – Postup výstavby – Vybourání vnitřních stěn primárního ostění

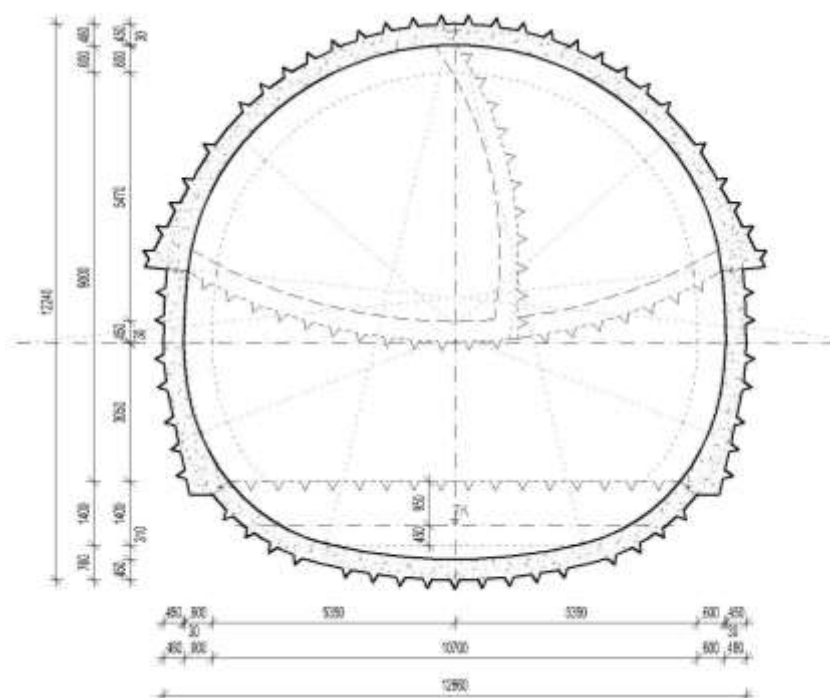
- Bourání vnitřních stěn primárního ostění započne 20 m od čelby střední kaloty.
- Krok bourání – 1 m

4.6.5 C – Ražba přestupných chodeb

V tomto modelu bude provedeno vybourání betonu ze zabetonované chodby geologického průzkumu, proražení se do stanice vybudované v rámci modelu B, rozšíření zbytku kaloty, která nebyla rozšířena v modelu A, a postupné dohloubení opěří a dna do tvaru budoucích přestupných chodeb. V modelu jsou použity dva druhy přestupných chodeb, vysoká a nízká. Tyto chodby mají stejný tvar kaloty, liší se však v celkové výšce – vysoká chodba má výšku teoretického výrubu bezmála 15 m a nízká chodba 12 m.



Obrázek 4-67 – Příčný řez vysokou přestupní chodbou stanice Pankrác D

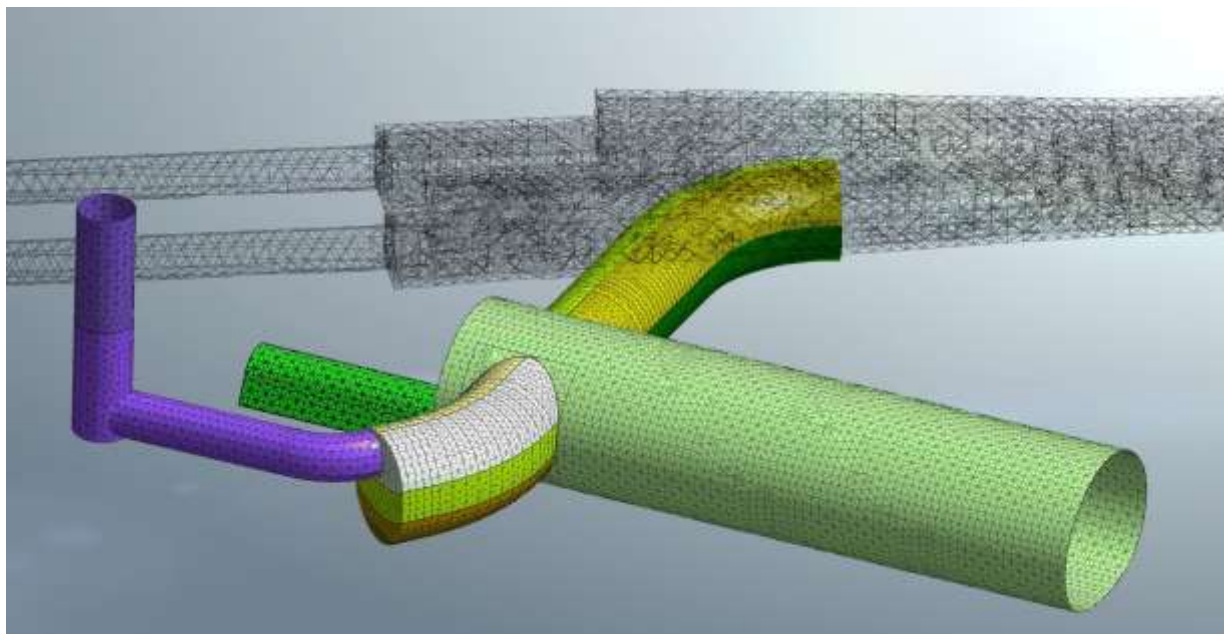


Obrázek 4-68 – Příčný řez nízkou přestupní chodbou stanice Pankrác D

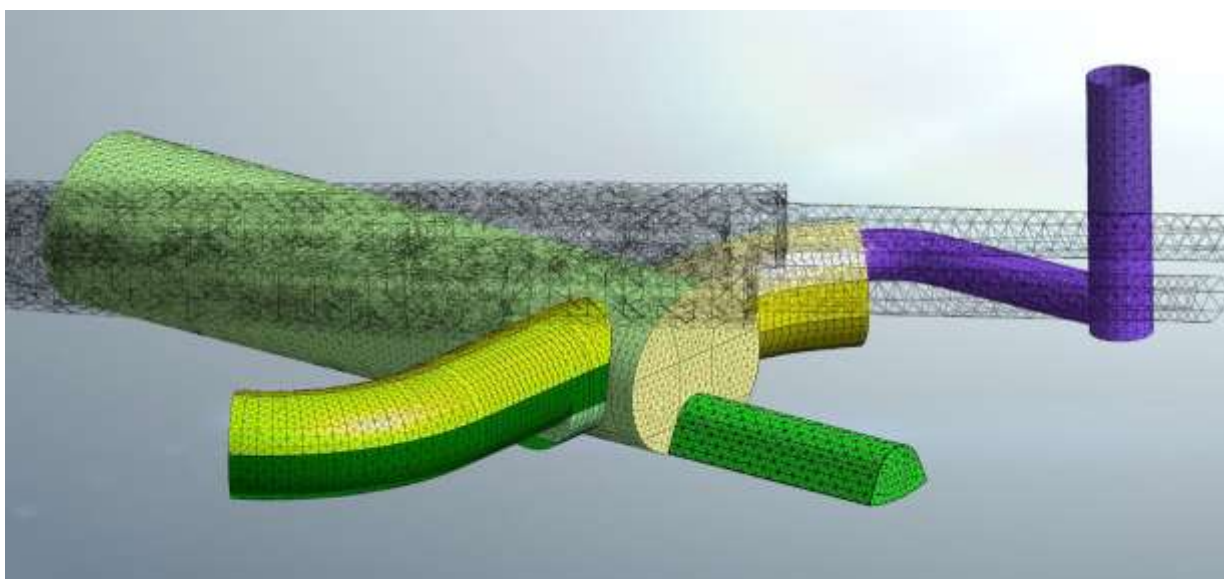
Iniciační (prvotní) fáze obsahuje stávající hloubené i ražené tunely trasy metra C, veškerá ražená díla geologického průzkumu z modelu A a celý ražený staniční tunel Pankrác D. Do modelu jsou

pak postupně přidávány jednotlivé výruby přestupních chodeb, model v sobě zahrnuje i proinjektovanou oblast Kosovského souvrství, která je převzata z modelu B.

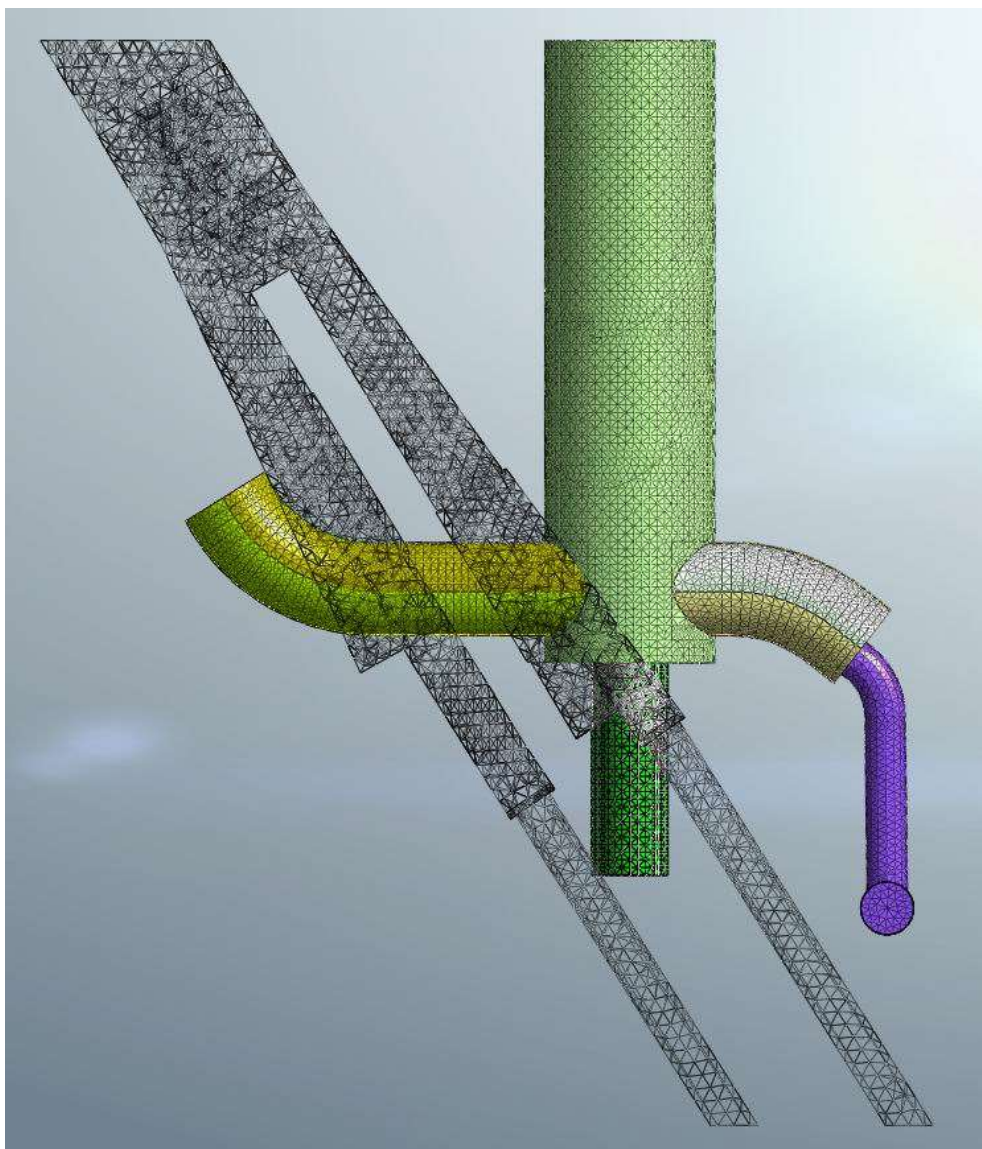
4.6.5.1 Geometrické uspořádání modelu



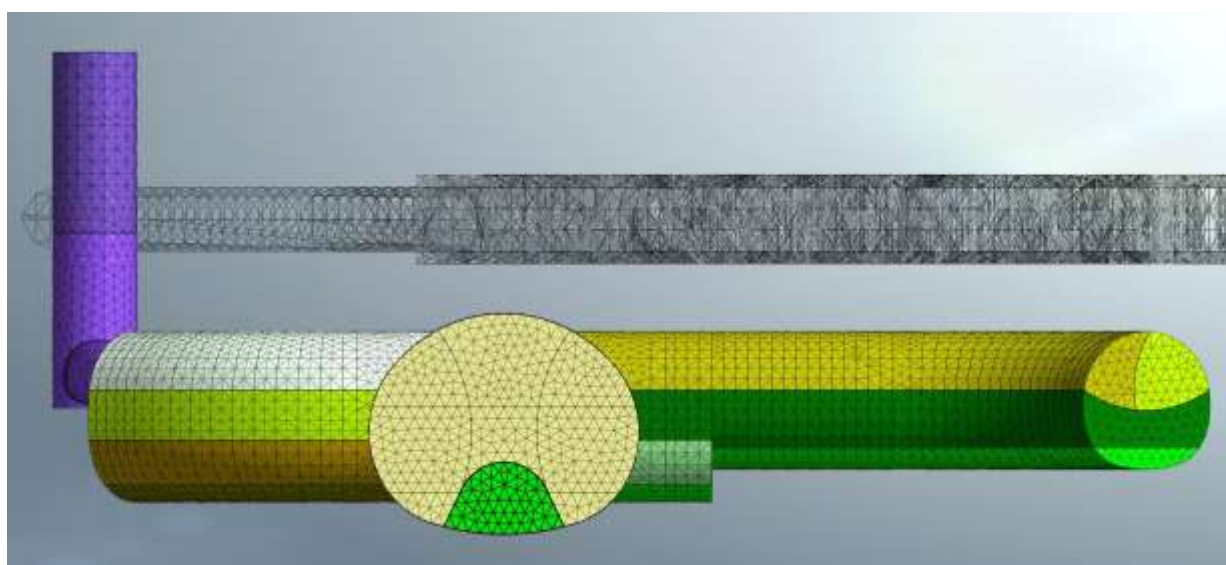
Obrázek 4-69 – Geometrické uspořádání modelu C – 01



Obrázek 4-70 – Geometrické uspořádání modelu C – 02



Obrázek 4-71 – Geometrické uspořádání modelu C – 03

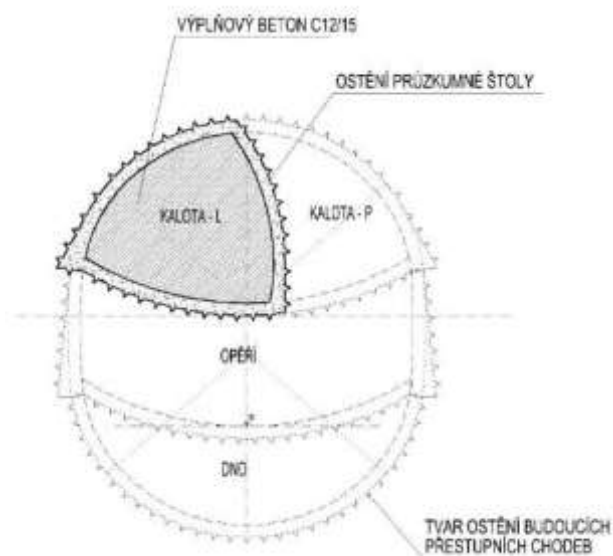


Obrázek 4-72 – Geometrické uspořádání modelu C – 04

4.6.5.2 Postup výstavby

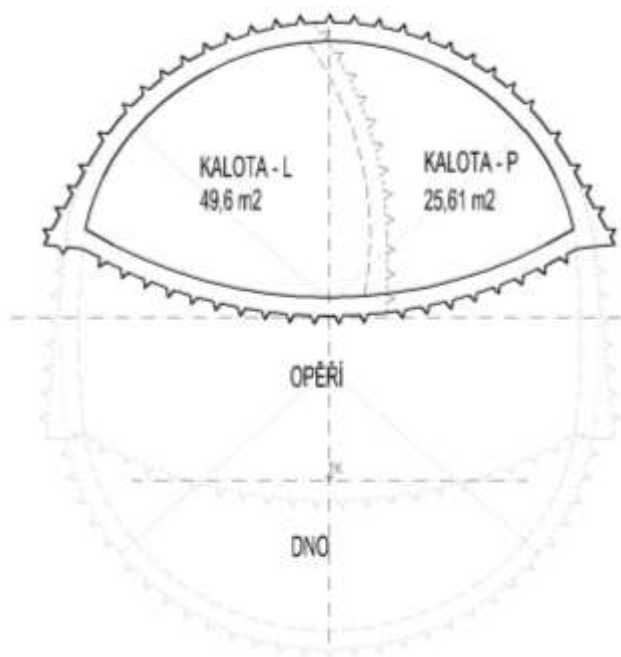
4.6.5.2.1 Vybourání zabetonované chodby geologického průzkumu a probourání se do staničního tunelu

V této fázi výstavby dojde k vybourání betonu C 12/15, kterým je vyplněna část štol geologického průzkumu v modelu B. Zároveň dojde k vybourání části primárního ostění staničního tunelu v průniku štol geologického průzkumu a staničního tunelu.



Obrázek 4-73 – Vybourání betonu ve štole geologického průzkumu – Řez

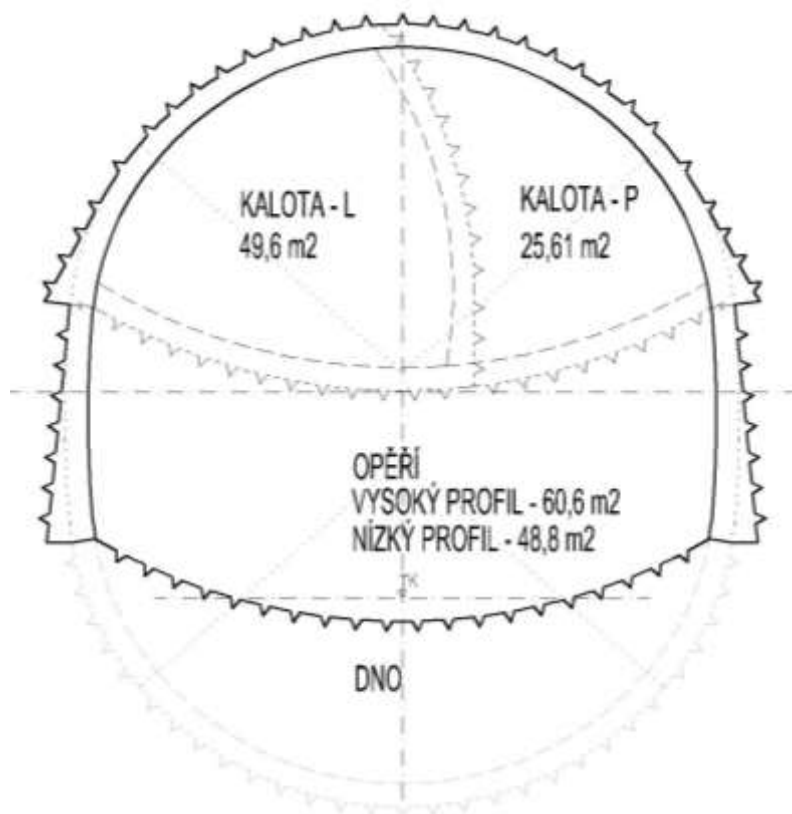
4.6.5.2.2 Rozšíření kaloty štoly geologického průzkumu



Obrázek 4-74 – Postup výstavby – Doražení pravé kaloty

- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 450 mm
- Teoretický výrub druhé poloviny kaloty 25,61 m²
- Délka rozšířené oblasti 6 + 6,5 = 12,5 m
- Krok ražby – 1 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 350 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*, v tom samém kroku dojde k odebrání střední stěny mezi kalotami. Tento postup se opakuje do vyražení celého rozšíření průzkumné štoly.

4.6.5.2.3 Ražba opěří přestupních chodeb

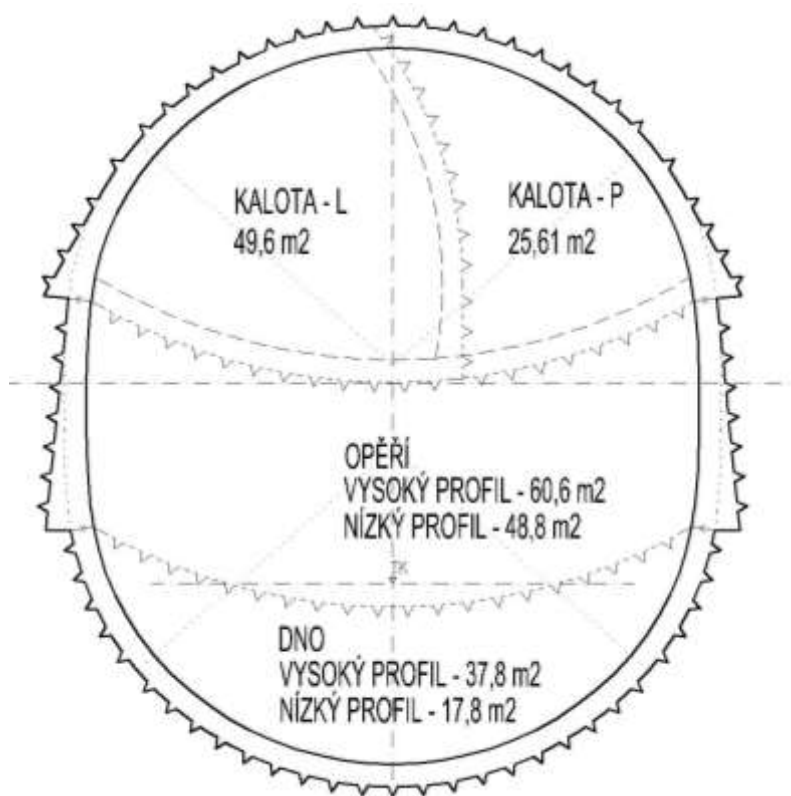


Obrázek 4-75 – Postup výstavby – Ražba opěří

- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 450 mm
- Teoretický výrub opěří vysokého profilu 60,6 m²
- Teoretický výrub opěří nízkého profilu 48,8 m²
- Krok ražby – 2 m

- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený, zároveň je při něm vybourána spodní klenba kaloty průzkumných štol. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 450 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celého opěří.

4.6.5.2.4 Ražba dna přestupních chodeb



Obrázek 4-76 – Postup výstavby – Ražení dna

- Čelba prohloubení dna následuje vždy 10 kroků za čelbou ražby opěří.
- Primární ostění z vyztuženého stříkaného betonu C 25/30 tloušťky 450 mm
- Teoretický výrub dna vysokého profilu 37,8 m²
- Teoretický výrub dna nízkého profilu 17,8 m²
- Krok ražby – 2 m
- První krok ražby zůstává vždy nevystrojený, zároveň je při něm vybourána spodní klenba kaloty průzkumných štol. V následujícím kroku je vytvořeno primární ostění tloušťky 450 mm, jako materiál je použitý *Mladý beton*. Po dalších pěti krocích je aplikována změna materiálu primárního ostění na *Vyzrálý beton*. Tento postup se opakuje do vyražení celého dna.

4.7 Výsledky výpočtů

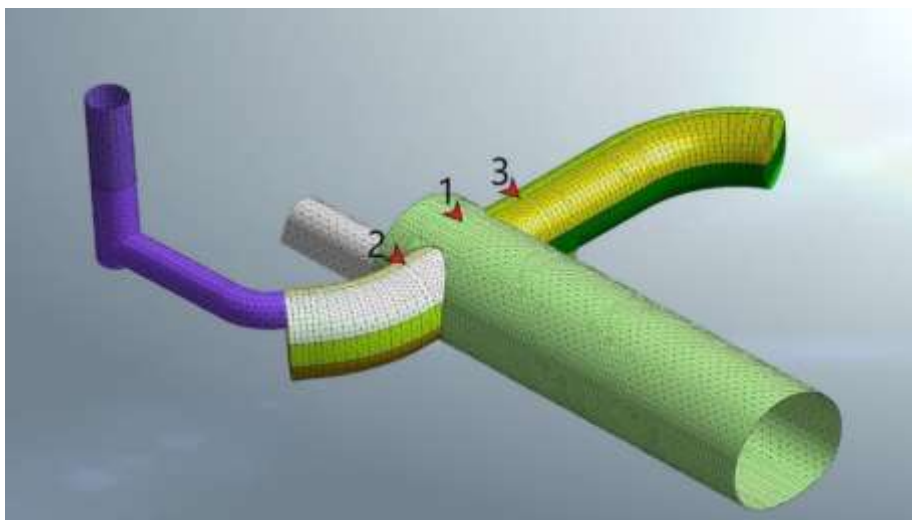
Tato kapitola zahrnuje pouze souhrnné grafy deformací 5 určených bodů pro všechny modely. **Vykreslení napětí, deformací, plastických oblastí atd. je pro lepší přehlednost přiloženo ve zvláštních přílohách mimo samotnou diplomovou práci.**

Všech 5 sledovaných bodů bylo zvoleno v místech, kde docházelo při výpočtech k největším deformacím.

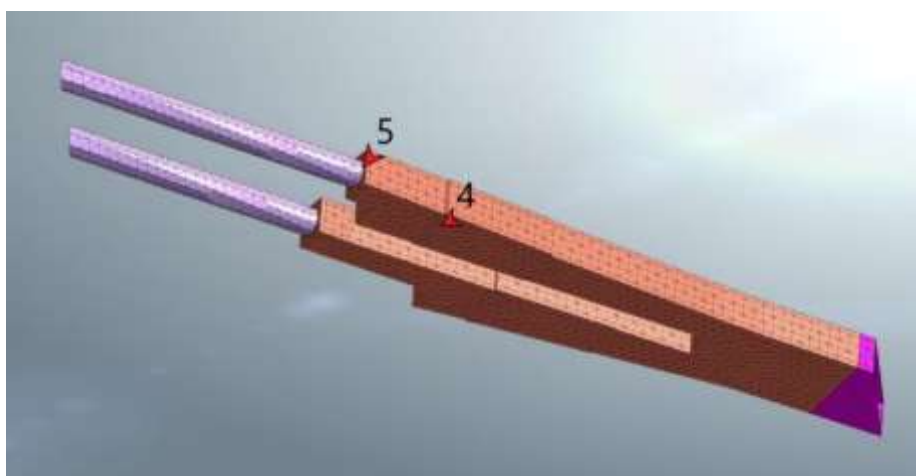
Podrobné vykreslení deformací, vnitřních sil v ostění a stavu napjatosti horninového prostředí je ke zhlédnutí v přílohách diplomové práce.

4.7.1 Sledované body pro vyhodnocení deformací

Výsledky deformací všech bodů ve všech výpočtech jsou k dispozici v příloze diplomové práce.



Obrázek 4-77 – Rozmístění sledovaných bodů – 1, 2, 3



Obrázek 4-78 – Rozmístění sledovaných bodů – 4, 5

4.7.2 A – Štoly geologického průzkumu

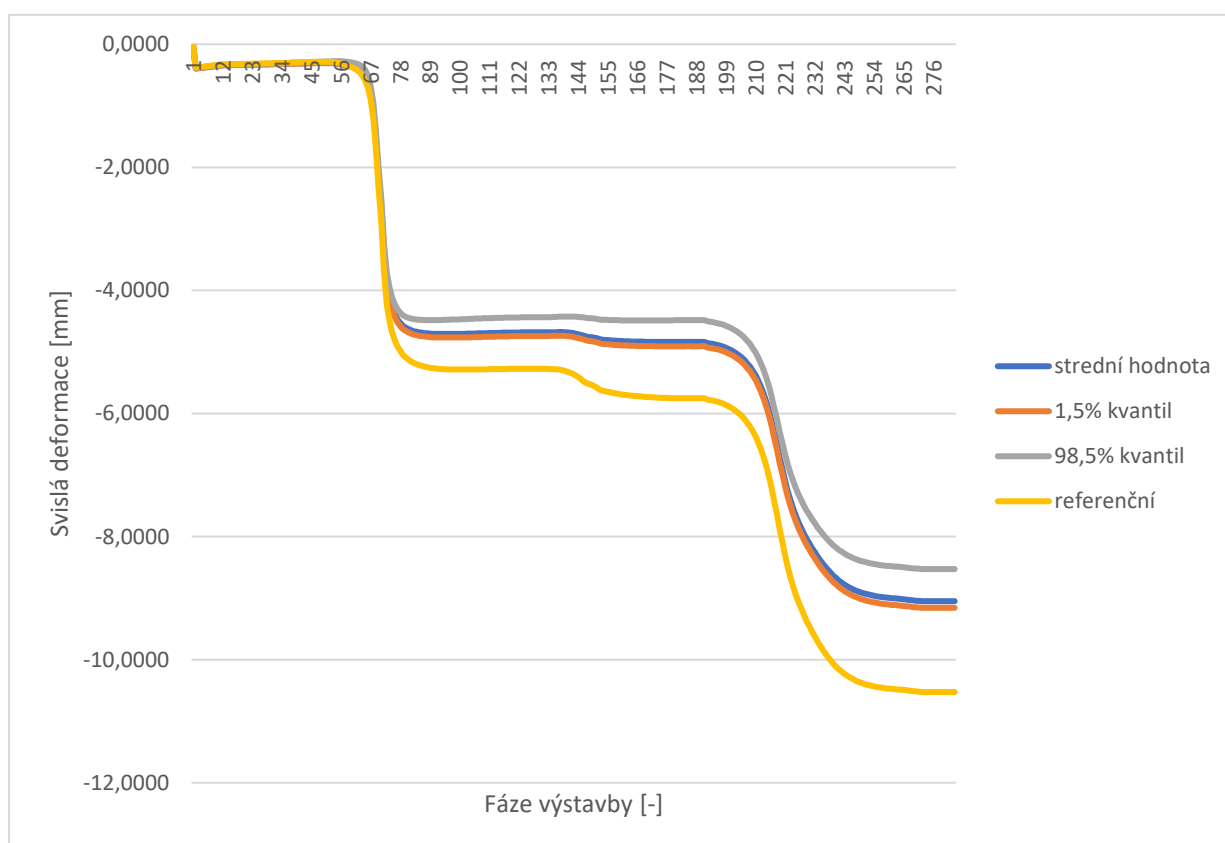
4.7.2.1 Data o výpočtu

A - Štoly geologického průzkumu																			
Výpočet číslo	Název souboru	Stav výpočtu	GEOTECHNICKÉ PARAMETRY GEOTECHNICKÉHO TYPU SP6										čas výpočtu			Počítač	Velikost výpočtu GB	Maximální deformace tunelů trasy C	
			γ [kN/m3]	E _{zářelovci} [Mpa]	E _{odlehlovci} [Mpa]	ν [-]	σ _d kPa	σ _t kPa	c [kPa]	φ [°]	δ [°]	sekundy [s]	hodiny [h]	dny [d]	[mm]				
0	A_Geologicky_pruzkum_referenci	✓	25,5	120	300	0,28	92	39	30	24	16	55712,7	15,48	0,64	Pracovní Tomas	71,94	6,99		
1	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_01	✓	26,7	178,71	446,775	0,28	559	236	182	24	16	60151,0	16,71	0,70	Pracovní Eva	71,94	5,15		
2	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_02	✓	26,7	183,38	458,45	0,28	572	241	186	24	16	54475,0	15,13	0,63	Pracovní Tomas	71,94	5,69		
3	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_03	✓	26,7	175,46	438,65	0,28	589	248	191	24	16	58357,7	16,21	0,68	Pracovní Tomas	71,94	5,17		
4	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_04	✓	26,7	178,11	445,275	0,28	551	232	179	24	16	53844,1	14,96	0,62	Pracovní Tomas	71,94	5,74		
5	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_05	✓	26,7	185,72	464,3	0,28	594	250	193	24	16	46189,0	12,83	0,53	Pracovní Tomas E	71,94	5,67		
6	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_06	✓	26,7	179,29	448,225	0,28	585	247	190	24	16	45739,5	12,71	0,53	Pracovní Tomas E	71,94	5,73		
7	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_07	✓	26,7	176,2	440,5	0,28	575	242	187	24	16	52489,0	14,58	0,61	Pracovní Tomas	71,94	5,76		
8	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_08	✓	26,7	181,13	452,825	0,28	577	243	187	24	16	52095,5	14,47	0,60	Pracovní Tomas	71,94	5,71		
9	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_09	✓	26,7	179,89	449,725	0,28	581	245	189	24	16	54788,7	15,22	0,63	Pracovní Eva	71,94	5,72		
10	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_10	✓	26,7	184,38	460,95	0,28	587	248	191	24	16	47155,8	13,10	0,55	Pracovní Tomas E	71,94	5,68		
11	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_11	✓	26,7	176,87	442,175	0,28	567	239	184	24	16	47965,6	13,32	0,56	Pracovní Tomas E	71,94	5,75		
12	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_12	✓	26,7	173,61	434,025	0,28	597	252	194	24	16	52735,0	14,65	0,61	Pracovní Tomas	71,94	5,78		
13	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_13	✓	26,7	172,27	430,675	0,28	600	253	195	24	16	52544,5	14,60	0,61	Pracovní Tomas	71,94	5,79		
14	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_14	✓	26,7	169,9	424,75	0,28	579	244	188	24	16	47902,5	13,31	0,55	Pracovní Tomas E	71,94	5,82		
15	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_15	✓	26,7	182,54	456,35	0,28	605	255	196	24	16	47486,9	13,19	0,55	Pracovní Tomas E	71,94	5,67		
16	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_16	✓	26,7	174,62	436,55	0,28	591	249	192	24	16	56631,2	15,73	0,66	Pracovní Eva	71,94	5,77		
17	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_17	✓	26,7	188,1	470,25	0,28	613	258	199	24	16	178237,0	49,51	2,06	Pracovní Tomas E	71,94	5,64		
18	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_18	✓	26,7	180,49	451,225	0,28	570	240	185	24	16	179004,0	49,72	2,07	Pracovní Tomas E	71,94	5,72		
19	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_19	✓	26,7	177,51	443,775	0,28	583	246	189	24	16	179429,0	49,84	2,08	Pracovní Tomas E	71,94	5,74		
20	A_Geologicky_pruzkum_injektaze_20	✓	26,7	181,8	454,5	0,28	564	238	183	24	16	69189,3	19,22	0,80	Pracovní Tomas	71,94	5,71		
												CELKEM:	1492123,0	414,48	17,27	1510,81			

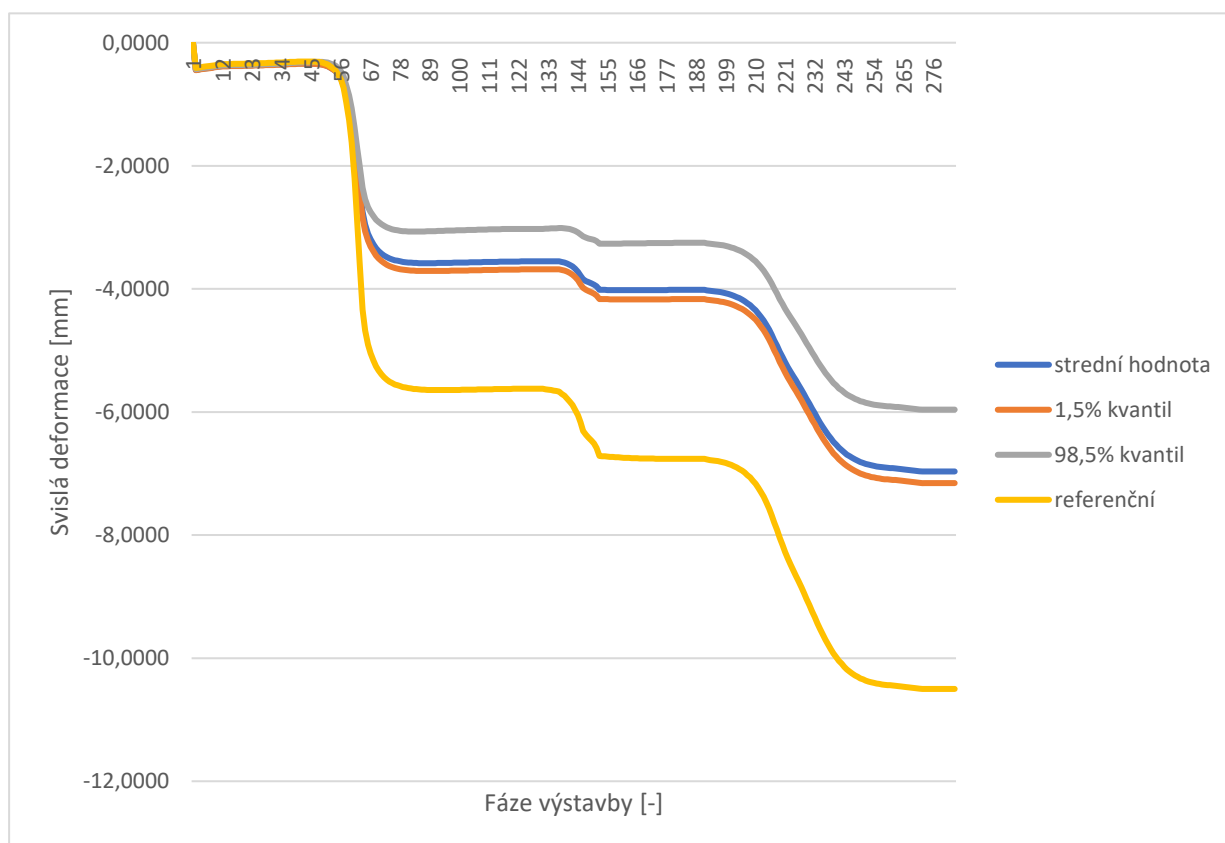
- Počet 2D prvků – 15 131
- Počet 3D prvků – 398 297
- Počet bodů sítě – 70 663
- Celková doba výpočtu – 17,27 dnů
- Velikost dat výpočtu – 1510,81 GB

4.7.2.2 Grafy sledovaných deformací

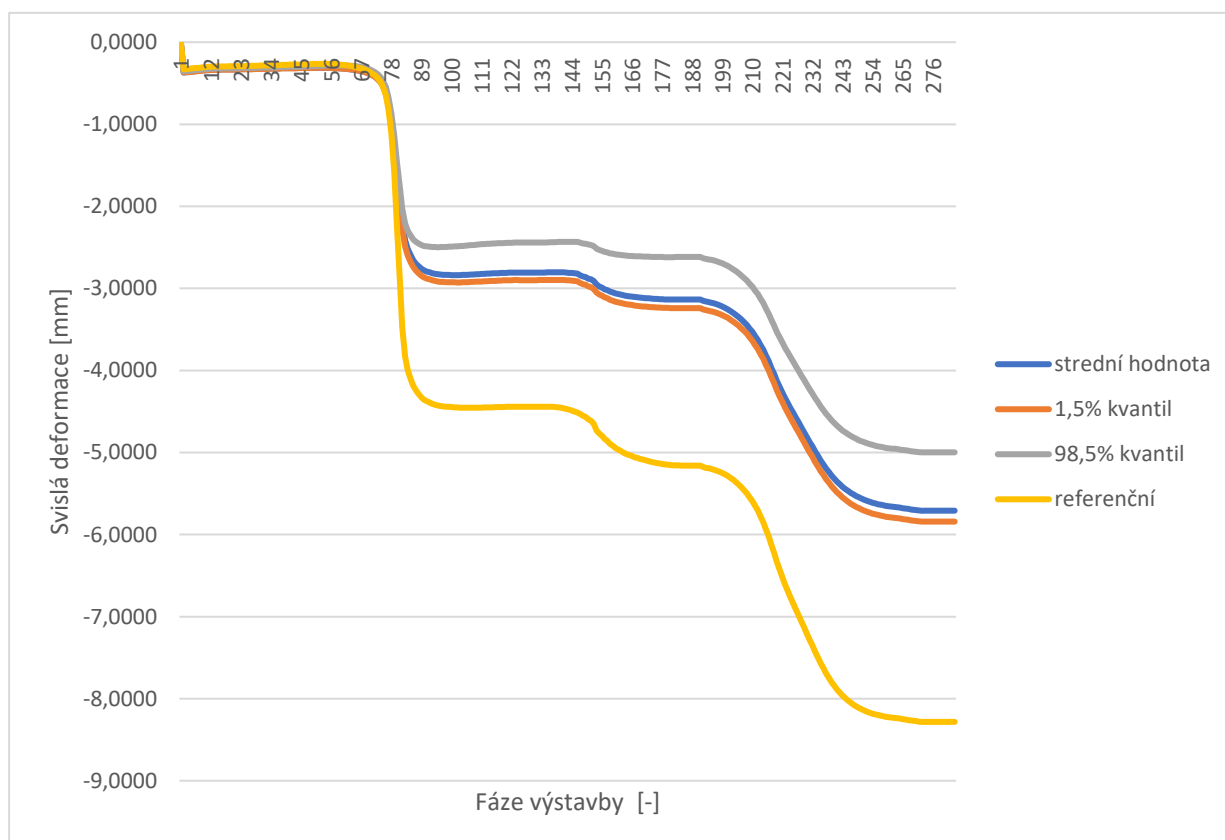
4.7.2.2.1 Bod 1 – Klenba stanice



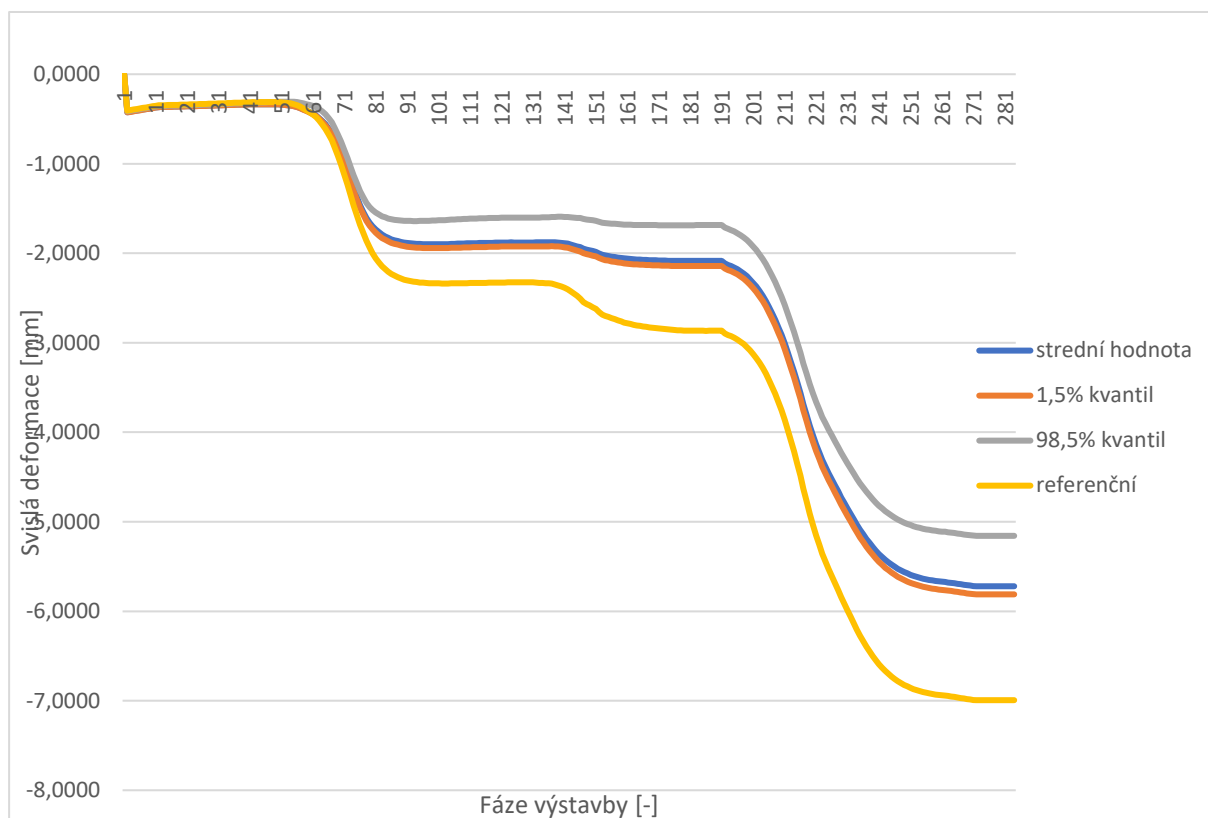
4.7.2.2.2 Bod 2 – Klenba přestupní chodby levé



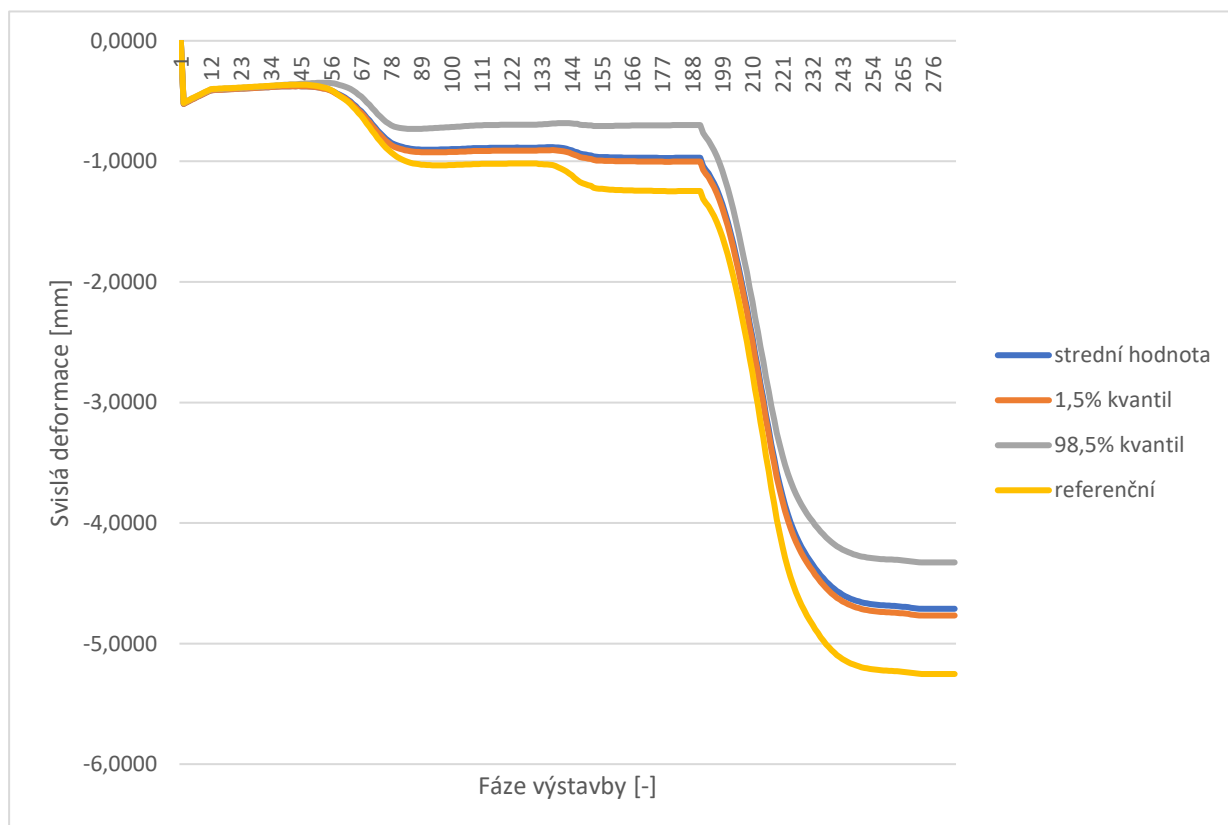
4.7.2.2.3 Bod 3 – Klenba přestupní chodby pravé



4.7.2.2.4 Bod 4 – Traťový tunel “C” hloubený železobetonový



4.7.2.2.5 Bod 5 – Traťový tunel “C” ražený litinový



4.7.3 B – Ražba stanice Pankrác D

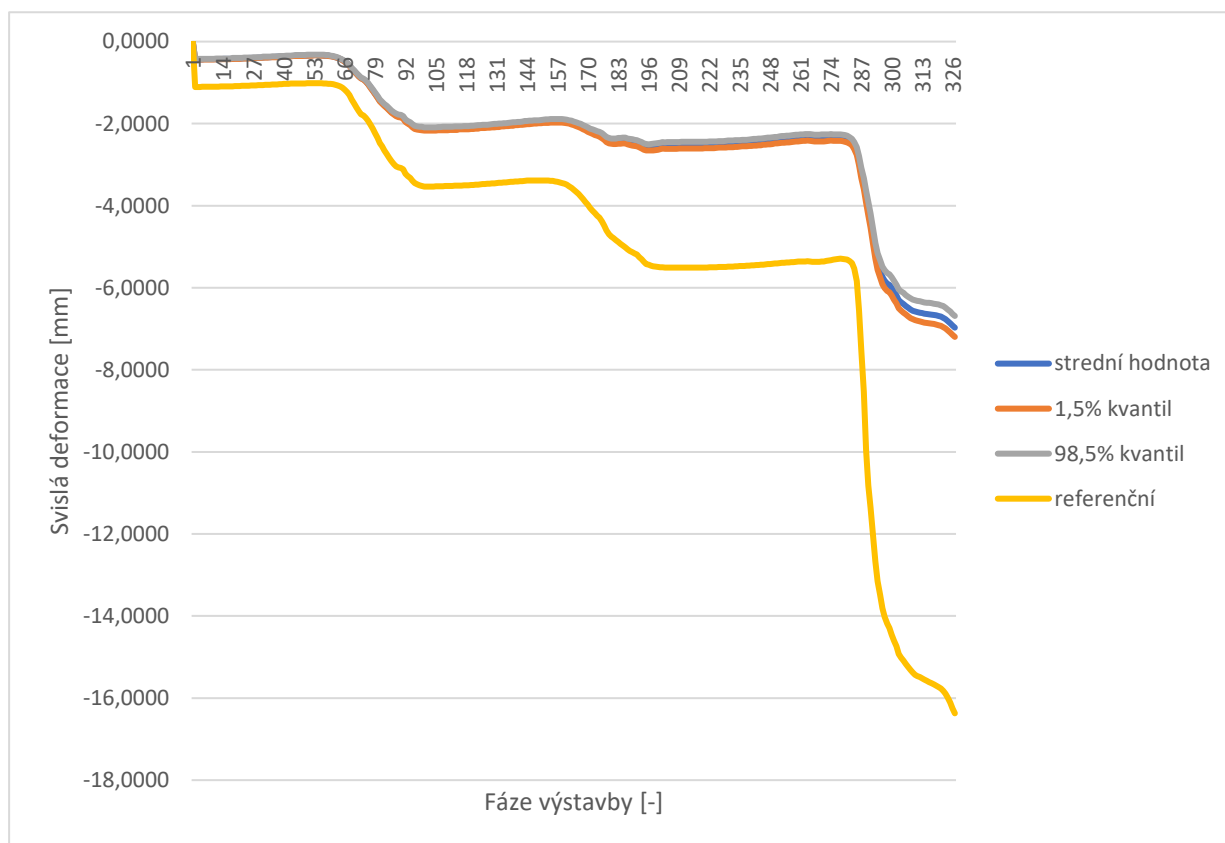
4.7.3.1 Data o výpočtu

B - Stanice Pankrác D																				
Výpočet číslo	Název souboru	Stav výpočtu	GEOTECHNICKÉ PARAMETRY GEOTECHNICKÉHO TYPU SP6										Čas výpočtu				Počítač	Velikost výpočtu		Maximální deformace tunelů trasy C
			γ [kN/m3]	E _{ankrovad} [Mpa]	E _{celkovad} [Mpa]	v [-]	σ _d kPa	σ _t kPa	c [kPa]	φ [°]	δ [°]	sekundy [s]	hodiny [h]	dný [d]	GB	[mm]				
0	B_Stanice_Pankrac_D_referenční	✓	25,5	120	300	0,28	92	39	30	24	16	111240,0	30,90	1,29	Praxoni Eva	113,06	11,44			
1	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_01	✓	26,7	178,71	446,775	0,28	559	236	182	24	16	82326,7	22,87	0,95	Praxoni Eva	108,56	4,06			
2	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_02	✓	26,7	183,38	458,45	0,28	572	241	186	24	16	83303,3	23,14	0,96	Praxoni Tomas	108,56	3,98			
3	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_03	✓	26,7	175,46	438,65	0,28	589	248	191	24	16	85309,3	23,70	0,99	Praxoni Tomas	108,56	4,09			
4	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_04	✓	26,7	178,11	445,275	0,28	551	232	179	24	16	84923,0	23,59	0,98	Praxoni Eva	108,56	4,07			
5	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_05	✓	26,7	185,72	464,3	0,28	594	250	193	24	16	77304,9	21,47	0,89	Praxoni Tomas E	108,56	3,93			
6	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_06	✓	26,7	179,29	448,225	0,28	585	247	190	24	16	91490,7	25,41	1,06	Praxoni Eva	108,56	4,03			
7	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_07	✓	26,7	176,2	440,5	0,28	575	242	187	24	16	72458,5	20,13	0,84	Praxoni Tomas	108,56	4,09			
8	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_08	✓	26,7	181,13	452,825	0,28	577	243	187	24	16	77586,1	21,55	0,90	Praxoni Tomas E	108,56	4,00			
9	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_09	✓	26,7	179,89	449,725	0,28	581	245	189	24	16	71550,0	19,88	0,83	Praxoni Tomas	108,56	4,02			
10	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_10	✓	26,7	184,38	460,95	0,28	587	248	191	24	16	77529,9	21,54	0,90	Praxoni Tomas E	108,56	3,95			
11	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_11	✓	26,7	176,87	442,175	0,28	567	239	184	24	16	89934,7	24,98	1,04	Praxoni Eva	108,56	4,08			
12	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_12	✓	26,7	173,61	434,025	0,28	597	252	194	24	16	85642,7	23,79	0,99	Praxoni Tomas	108,56	4,12			
13	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_13	✓	26,7	172,27	430,675	0,28	600	253	195	24	16	88569,7	24,60	1,03	Praxoni Martina	108,51	4,11			
14	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_14	✓	26,7	169,9	424,75	0,28	579	244	188	24	16	88186,3	24,50	1,02	Praxoni Martina	108,51	4,16			
15	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_15	✓	26,7	182,54	456,35	0,28	605	255	196	24	16	86076,0	23,91	1,00	Praxoni Martina	108,51	3,95			
16	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_16	✓	26,7	174,62	436,55	0,28	591	249	192	24	16	91844,3	25,51	1,06	Praxoni Martina	108,51	4,07			
17	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_17	✓	26,7	188,1	470,25	0,28	613	258	199	24	16	85642,4	23,79	0,99	Praxoni Martina	185,51	3,86			
18	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_18	✓	26,7	180,49	451,225	0,28	570	240	185	24	16	84465,6	23,46	0,98	Praxoni Martina	108,51	3,99			
19	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_19	✓	26,7	177,51	443,775	0,28	583	246	189	24	16	84433,2	23,45	0,98	Praxoni Martina	108,51	4,04			
20	B_Stanice_Pankrac_D_injektaze_20	✓	26,7	181,8	454,5	0,28	564	238	183	24	16	86802,6	24,11	1,00	Praxoni Martina	108,51	3,97			
											CELKEM:	1786620,0	496,28	20,68	-	2360,86				

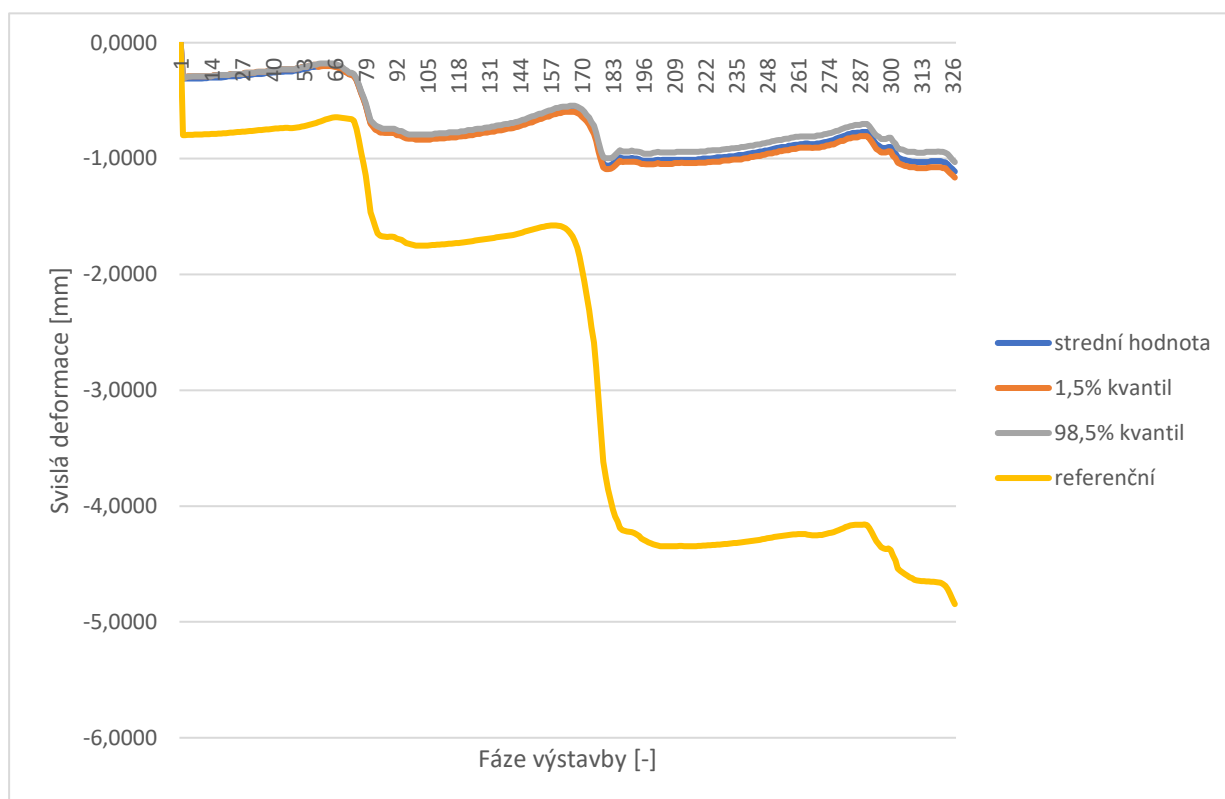
- Počet 2D prvků – 29 057
- Počet 3D prvků – 398 297
- Počet bodů sítě – 102 095
- Celková doba výpočtu – 20,68 dnů
- Velikost dat výpočtu – 2360,86 GB

4.7.3.2 Grafy sledovaných deformací

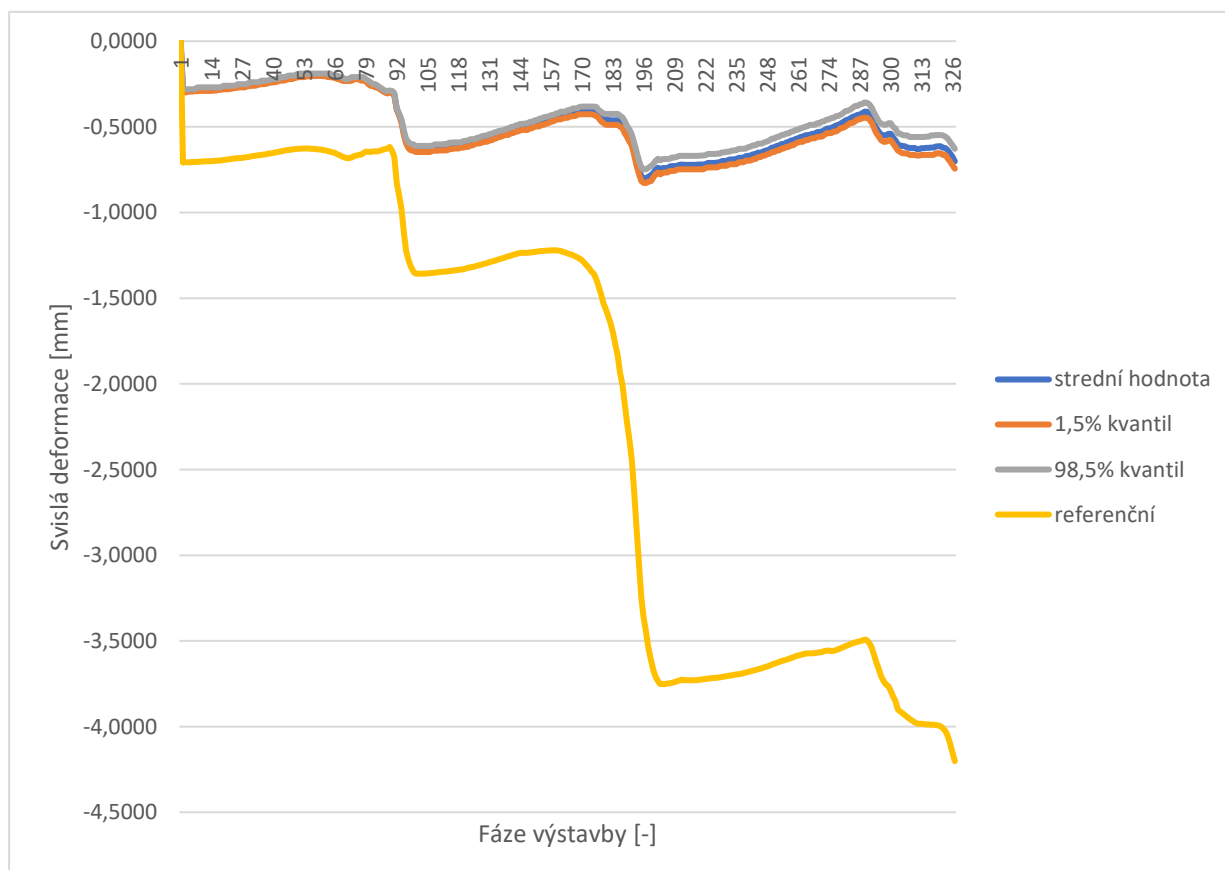
4.7.3.2.1 Bod 1 – Klenba stanice



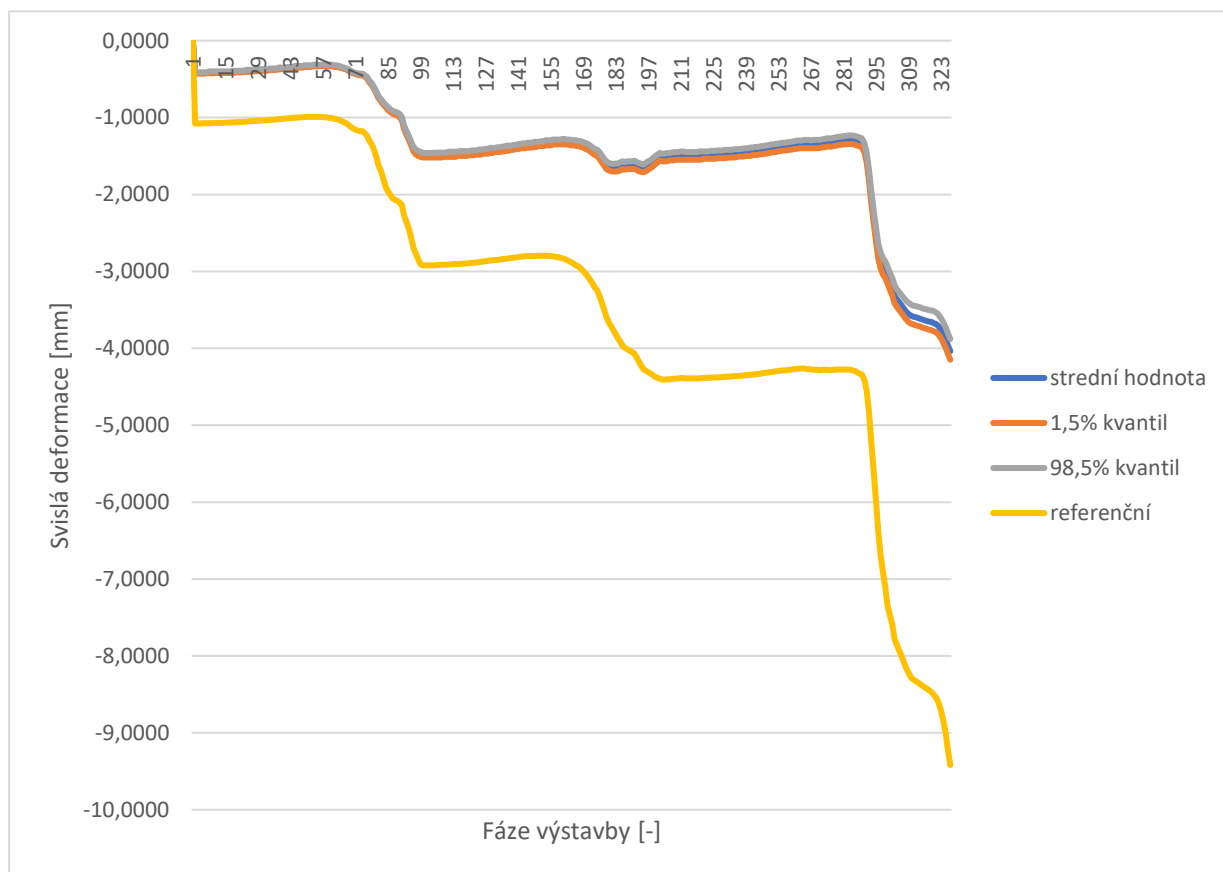
4.7.3.2.2 Bod 2 – Klenba přestupní chodby levé



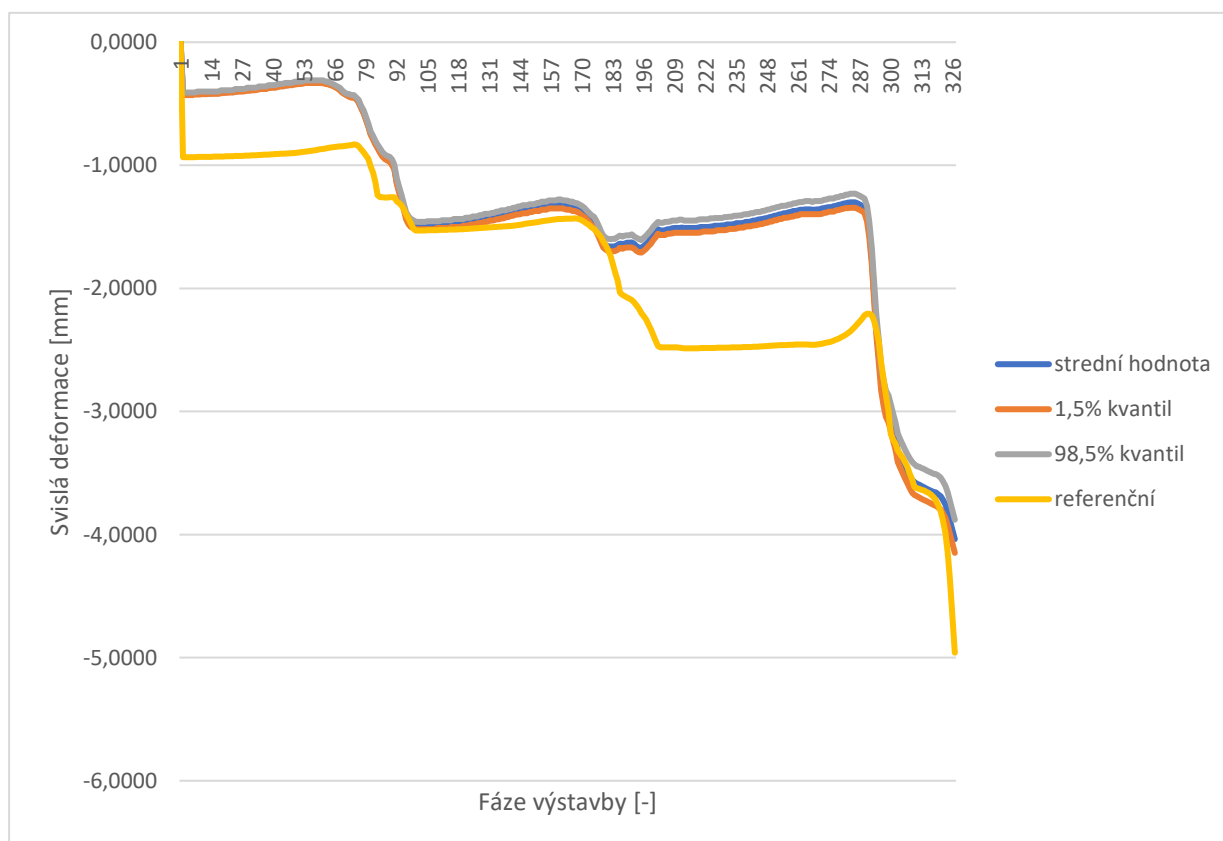
4.7.3.2.3 Bod 3 – Klenba přestupní chodby pravé



4.7.3.2.4 Bod 4 – Traťový tunel “C” hloubený železobetonový



4.7.3.2.5 Bod 5 – Traťový tunel “C” ražený litinový



4.7.4 C – Ražba přestupních chodeb

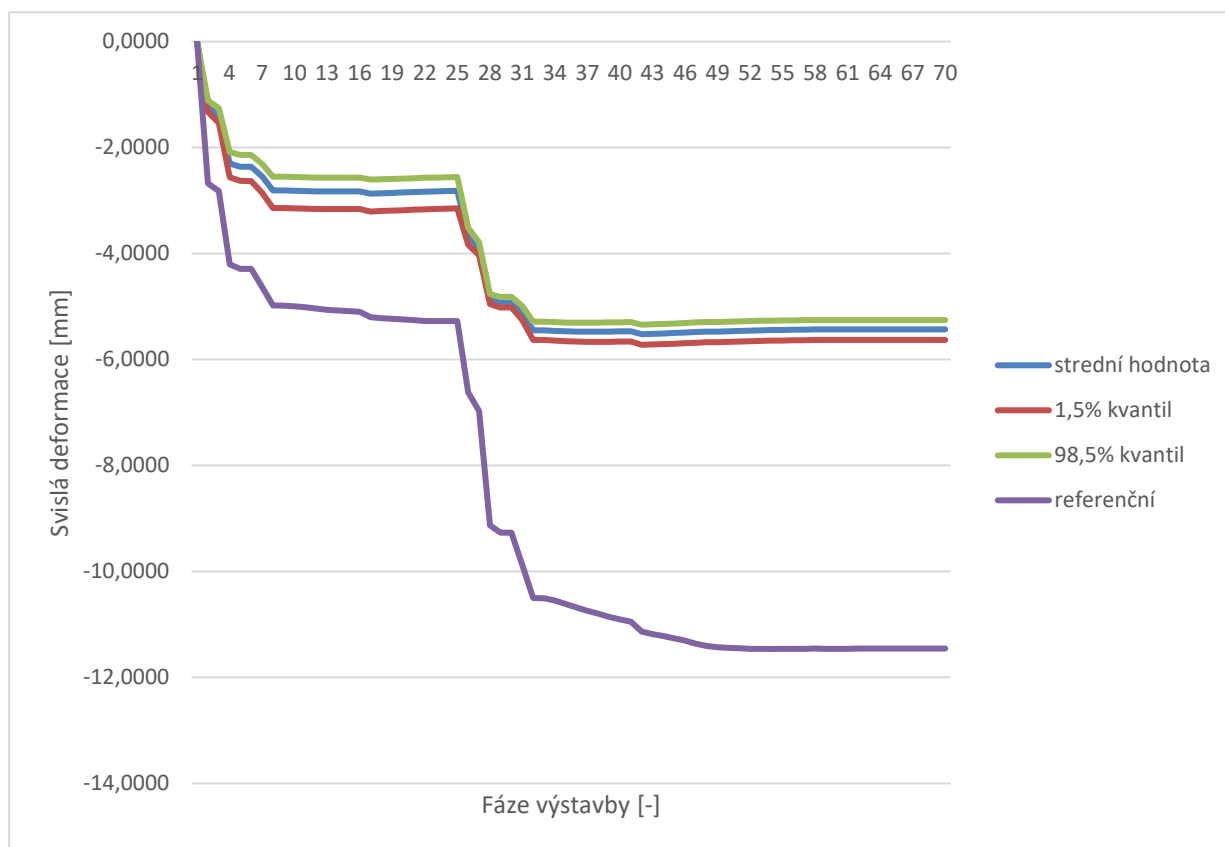
4.7.4.1 Data o výpočtu

C - Přestupní chodby																			
Výpočet číslo	Název souboru	Stav výpočtu	GEOTECHNICKÉ PARAMETRY GEOTECHNICKÉHO TYPU SP6										Čas výpočtu			Počítač	Velikost výpočtu GB	Maximální deformace tunelů trasy C	
			γ [kN/m3]	E _{ankřovací} [Mpa]	E _{odlehčovací} [Mpa]	v [-]	σ _d kPa	σ _t kPa	c [kPa]	φ [°]	δ [°]	sekundy [s]	hodiny [h]	dny [d]	[mm]				
0	C_Přestupní_chodby_referenční	✓	25,5	120	300	0,28	92	39	30	24	16	26203,50	7,28	0,30	Pracovní Martina	20,15	8,22		
1	C_Přestupní_chodby_injektaze_01	✓	26,7	178,71	446,775	0,28	559	236	182	24	16	14690,5	4,08	0,17	Pracovní Martina	20,218	4,60		
2	C_Přestupní_chodby_injektaze_02	✓	26,7	183,38	458,45	0,28	572	241	186	24	16	14341,3	3,98	0,17	Pracovní Martina	20,158	4,55		
3	C_Přestupní_chodby_injektaze_03	✓	26,7	175,46	438,65	0,28	589	248	191	24	16	14494,2	4,03	0,17	Pracovní Martina	20,218	4,63		
4	C_Přestupní_chodby_injektaze_04	✓	26,7	178,11	445,275	0,28	551	232	179	24	16	14291,5	3,97	0,17	Pracovní Martina	20,217	4,64		
5	C_Přestupní_chodby_injektaze_05	✓	26,7	185,72	464,3	0,28	594	250	193	24	16	14175,0	3,94	0,16	Pracovní Martina	20,218	4,53		
6	C_Přestupní_chodby_injektaze_06	✓	26,7	179,29	448,225	0,28	585	247	190	24	16	14173,9	3,94	0,16	Pracovní Martina	20,218	4,59		
7	C_Přestupní_chodby_injektaze_07	✓	26,7	176,2	440,5	0,28	575	242	187	24	16	16449,4	4,57	0,19	Pracovní Martina	20,218	4,63		
8	C_Přestupní_chodby_injektaze_08	✓	26,7	181,13	452,825	0,28	577	243	187	24	16	16387,2	4,55	0,19	Pracovní Martina	20,218	4,57		
9	C_Přestupní_chodby_injektaze_09	✓	26,7	179,89	449,725	0,28	581	245	189	24	16	14360,1	3,99	0,17	Pracovní Martina	20,158	4,58		
10	C_Přestupní_chodby_injektaze_10	✓	26,7	184,38	460,95	0,28	587	248	191	24	16	90318,1	25,09	1,05	Služné	19,280	4,56		
11	C_Přestupní_chodby_injektaze_11	✓	26,7	176,87	442,175	0,28	567	239	184	24	16	14702,8	4,08	0,17	Pracovní Martina	20,217	4,62		
12	C_Přestupní_chodby_injektaze_12	✓	26,7	173,61	434,025	0,28	597	252	194	24	16	14628,3	4,06	0,17	Pracovní Martina	20,218	4,65		
13	C_Přestupní_chodby_injektaze_13	✓	26,7	172,27	430,675	0,28	600	253	195	24	16	20327,4	5,65	0,24	Pracovní Martina	20,158	4,66		
14	C_Přestupní_chodby_injektaze_14	✓	26,7	169,9	424,75	0,28	579	244	188	24	16	18929,5	5,26	0,22	Pracovní Martina	20,158	4,69		
15	C_Přestupní_chodby_injektaze_15	✓	26,7	182,54	456,35	0,28	605	255	196	24	16	20229,6	5,62	0,23	Pracovní Martina	20,158	4,55		
16	C_Přestupní_chodby_injektaze_16	✓	26,7	174,62	436,55	0,28	591	249	192	24	16	38568,6	10,71	0,45	Mašinka	20,218	4,66		
17	C_Přestupní_chodby_injektaze_17	✓	26,7	188,1	470,25	0,28	613	258	199	24	16	38603,9	10,72	0,45	Mašinka	20,218	4,51		
18	C_Přestupní_chodby_injektaze_18	✓	26,7	180,49	451,225	0,28	570	240	185	24	16	37429,1	10,40	0,43	Mašinka	20,218	4,61		
19	C_Přestupní_chodby_injektaze_19	✓	26,7	177,51	443,775	0,28	583	246	189	24	16	36107,0	10,03	0,42	Mašinka	20,218	4,64		
20	C_Přestupní_chodby_injektaze_20	✓	26,7	181,8	454,5	0,28	564	238	183	24	16	36933,9	10,26	0,43	Mašinka	20,218	4,60		
											CELKEM:		526344,80	146,21	6,09	-	423,27		

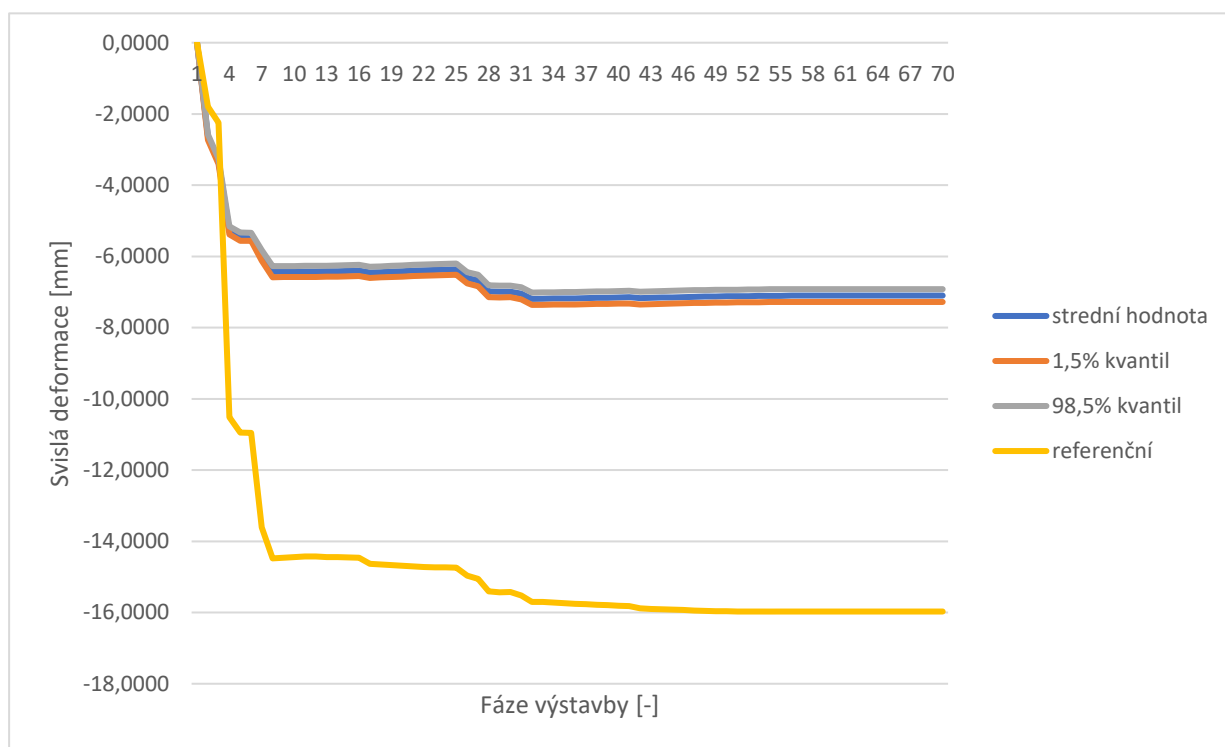
- Počet 2D prvků – 28 355
- Počet 3D prvků – 440 147
- Počet bodů sítě – 81 466
- Celková doba výpočtu – 6,09 dnů
- Velikost dat výpočtu – 423,27 GB

4.7.4.2 Grafy sledovaných deformací

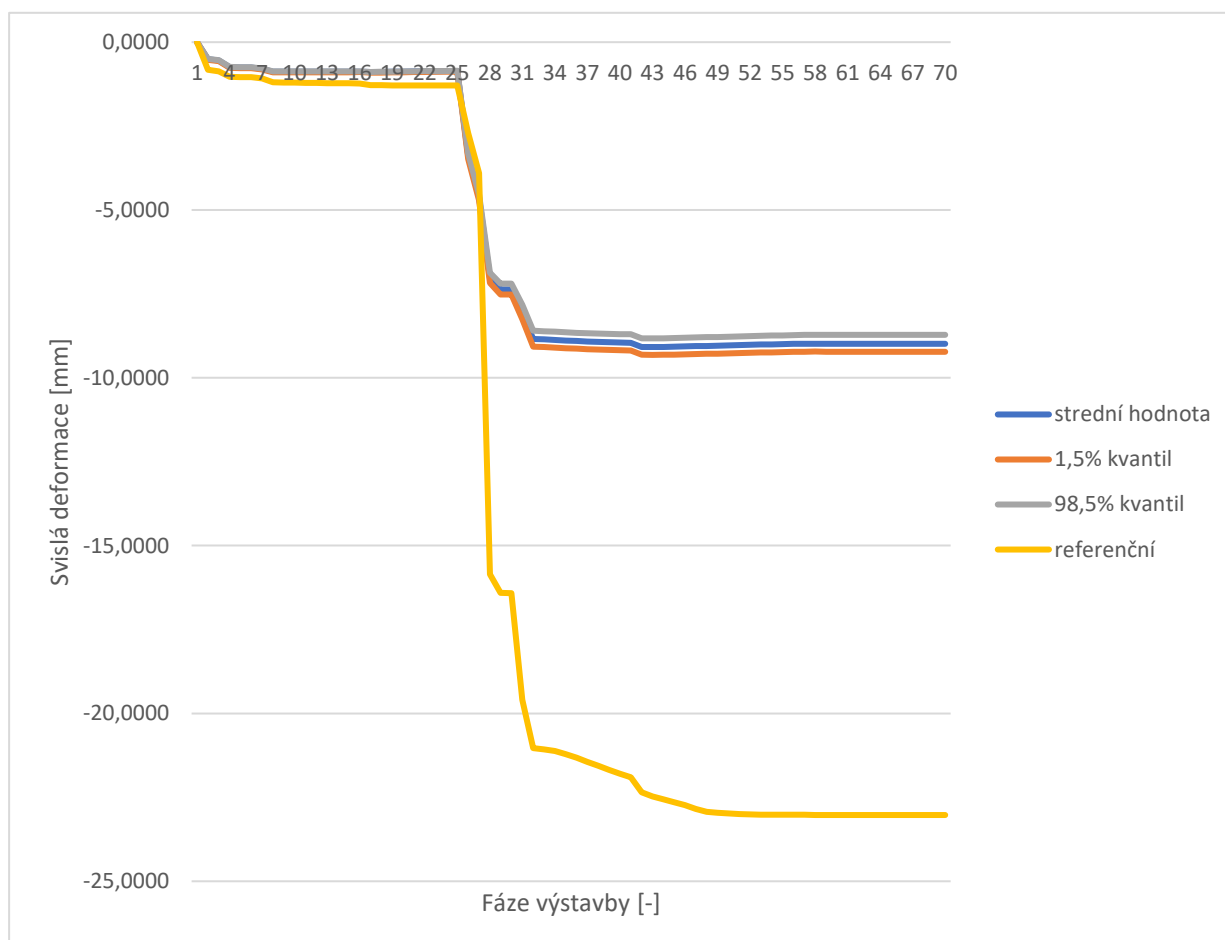
4.7.4.2.1 Bod 1 – Klenba stanice



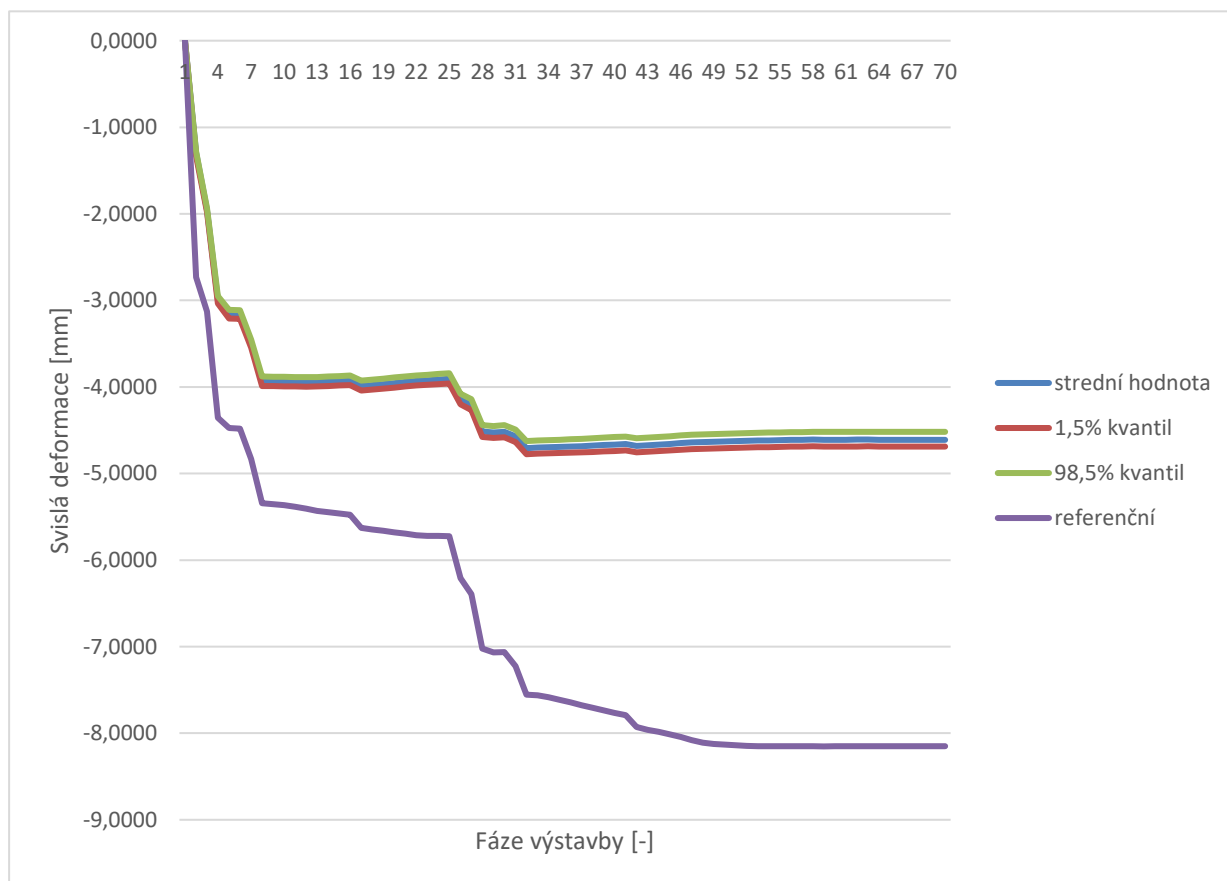
4.7.4.2.2 Bod 2 – Klenba přestupní chodby levé



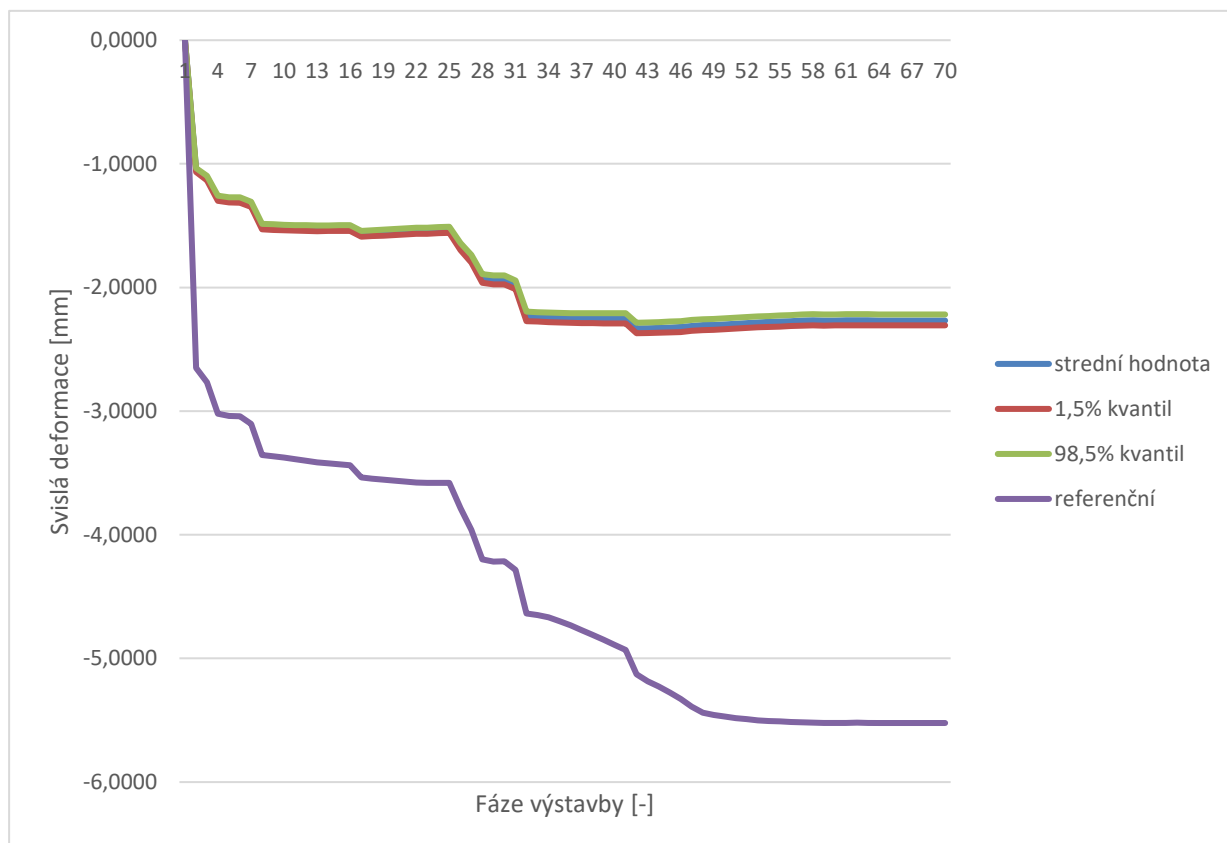
4.7.4.2.3 Bod 3 – Klenba přestupní chodby pravé



4.7.4.2.4 Bod 4 – Traťový tunel “C” hloubený železobetonový



4.7.4.2.5 Bod 5 – Traťový tunel “C” ražený litinový



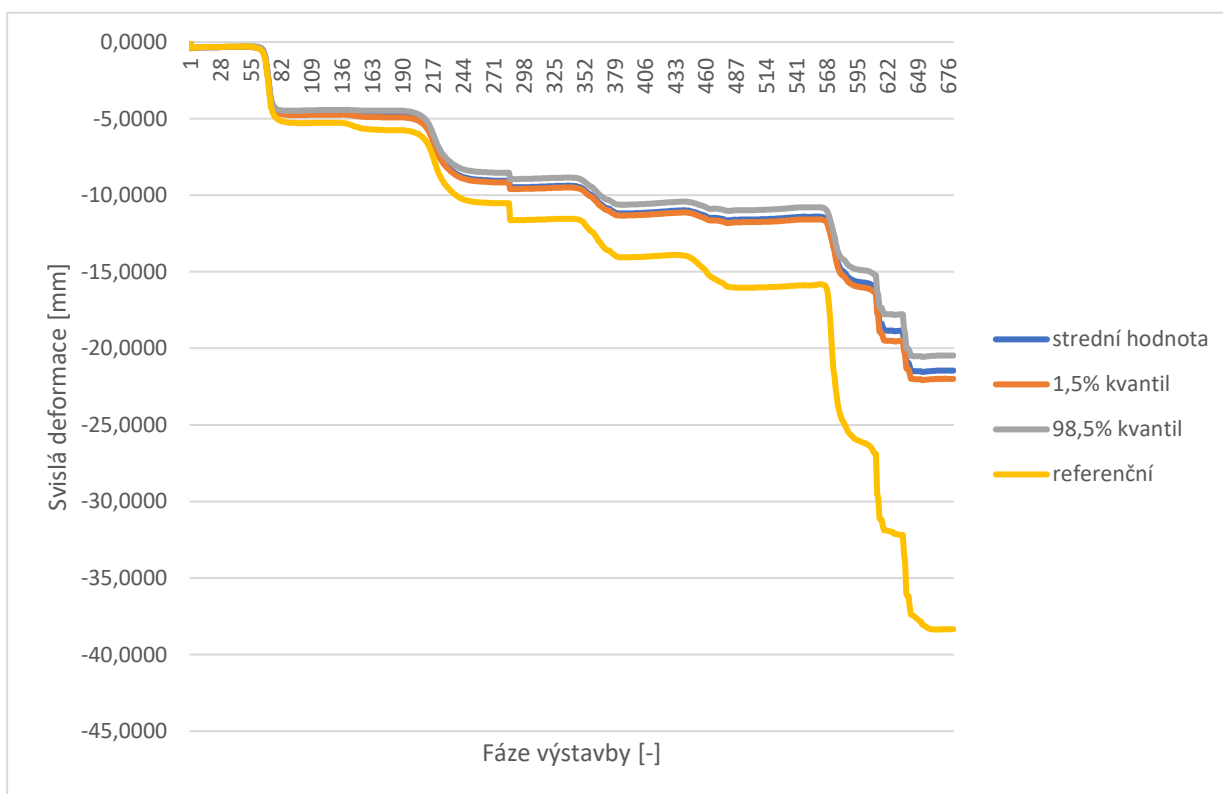
4.7.5 D – Celkové výsledky

4.7.5.1 Data o výpočtu

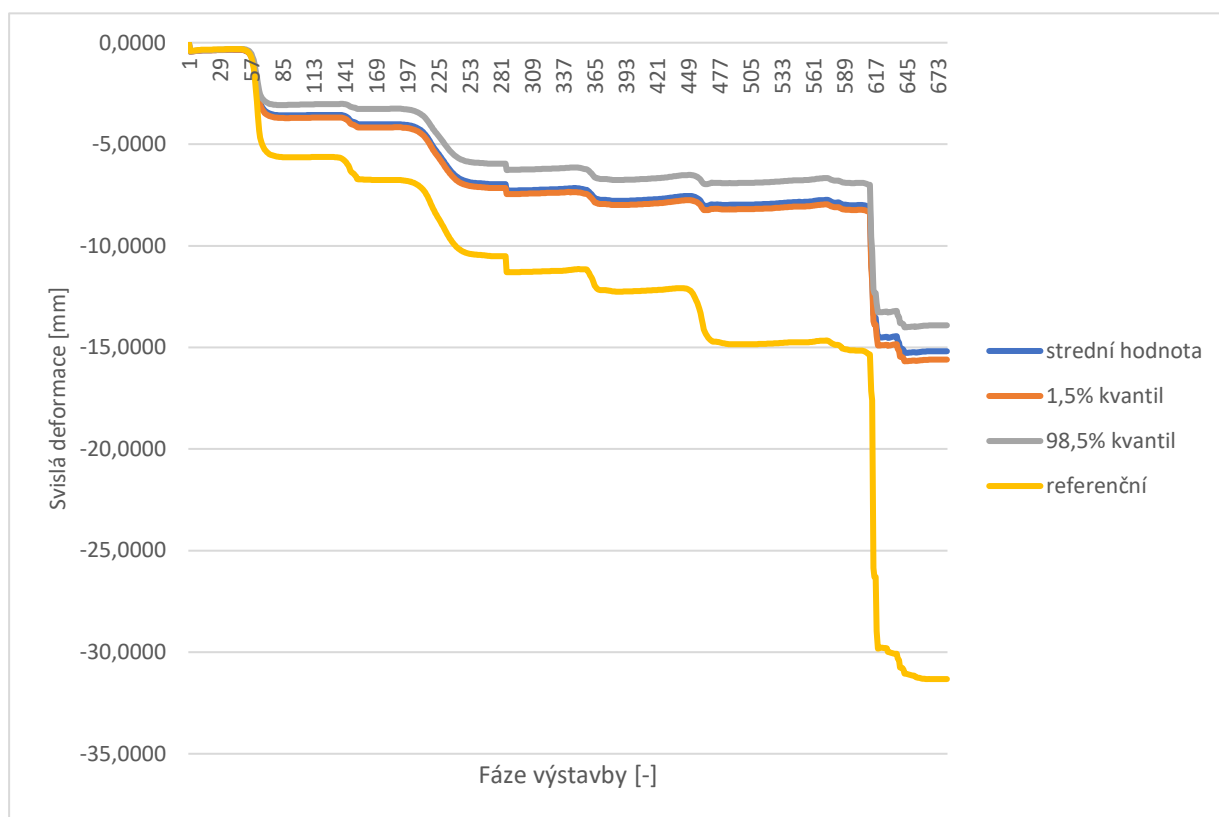
- Počet 2D prvků – 72 543
- Počet 3D prvků – 1 414 230
- Počet bodů sítě – 254 224
- Celková doba výpočtu – 44,04 dnů
- Velikost dat výpočtu – 4 294,94 GB

4.7.5.2 Grafy sledovaných deformací

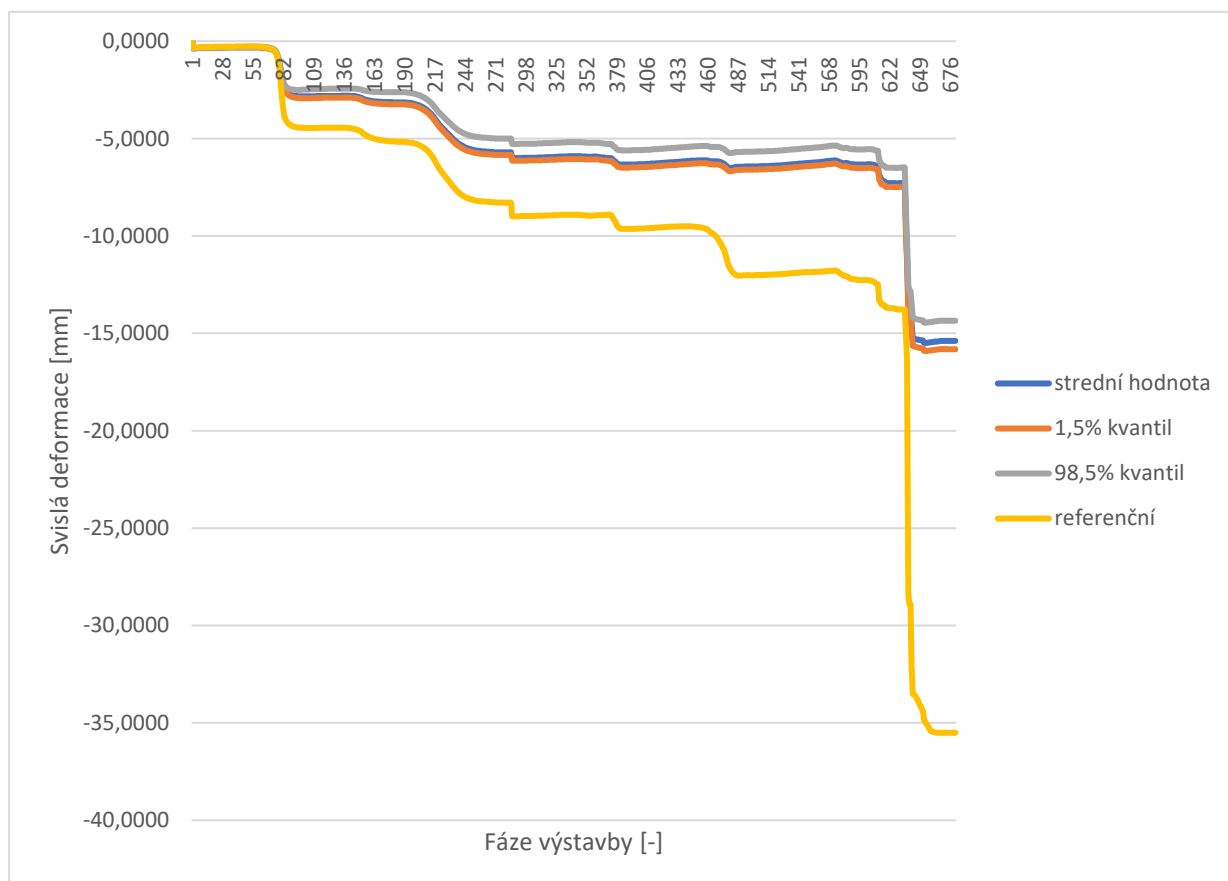
4.7.5.2.1 Bod 1 – Klenba stanice



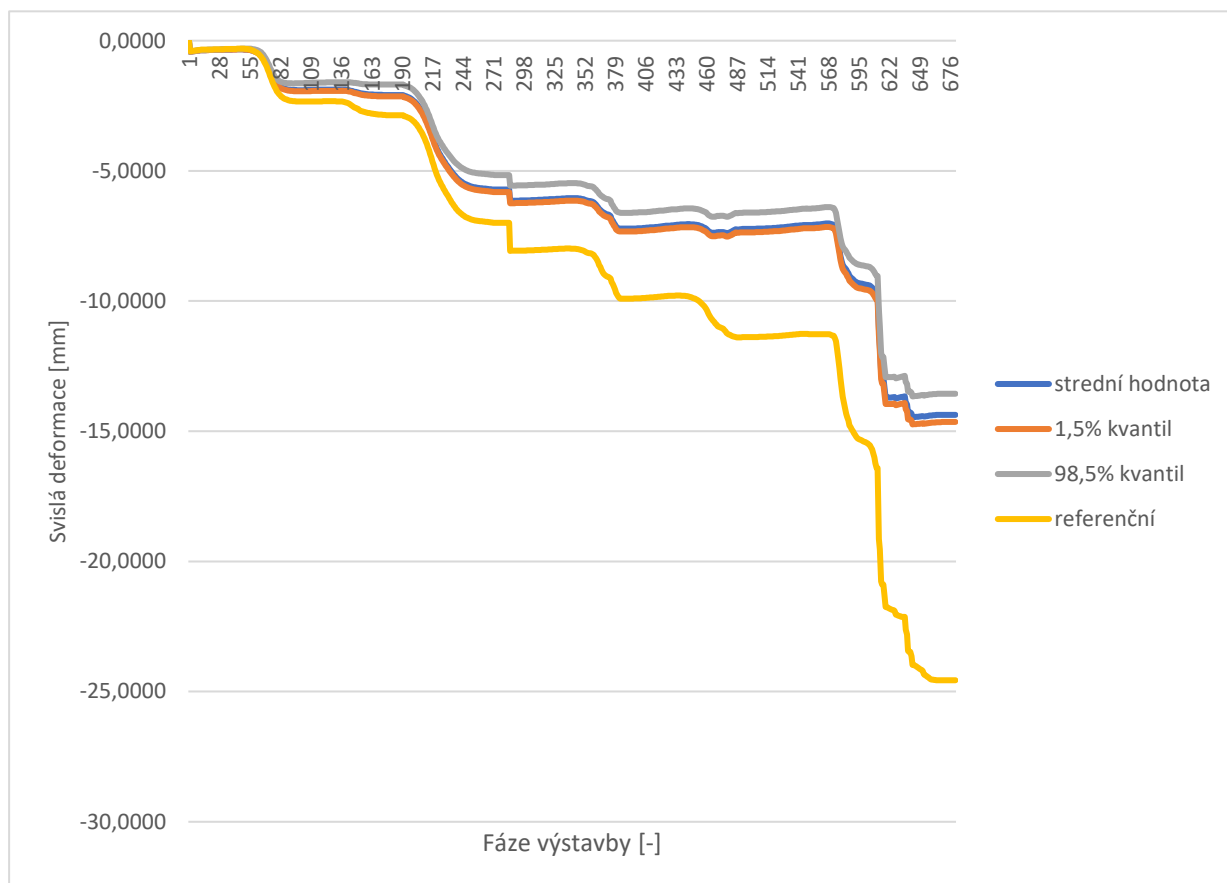
4.7.5.2.2 Bod 2 – Klenba přestupní chodby levé



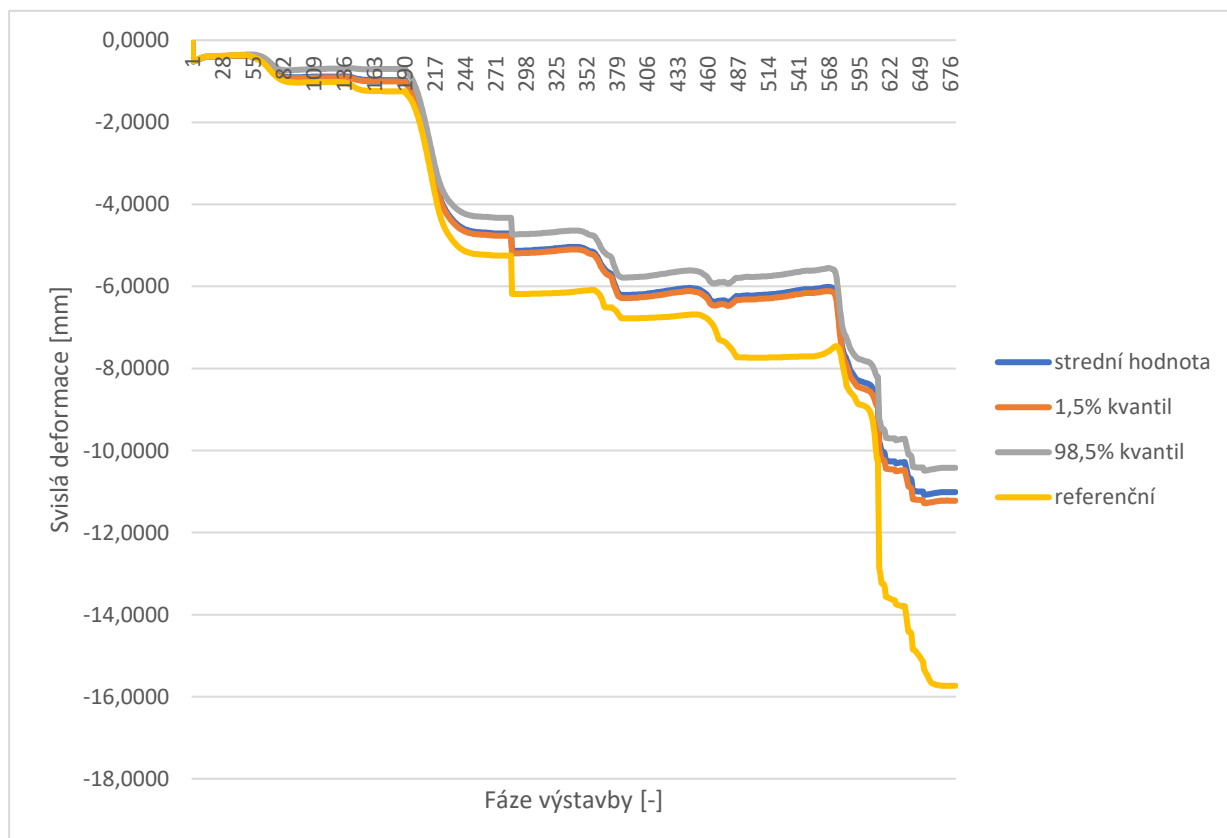
4.7.5.2.3 Bod 3 – Klenba přestupní chodby pravé



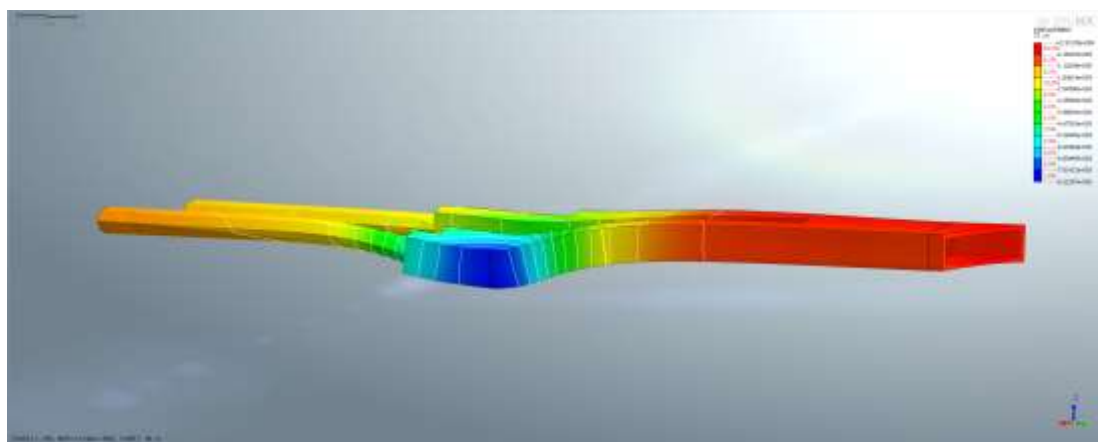
4.7.5.2.4 Bod 4 – Traťový tunel “C” hloubený železobetonový



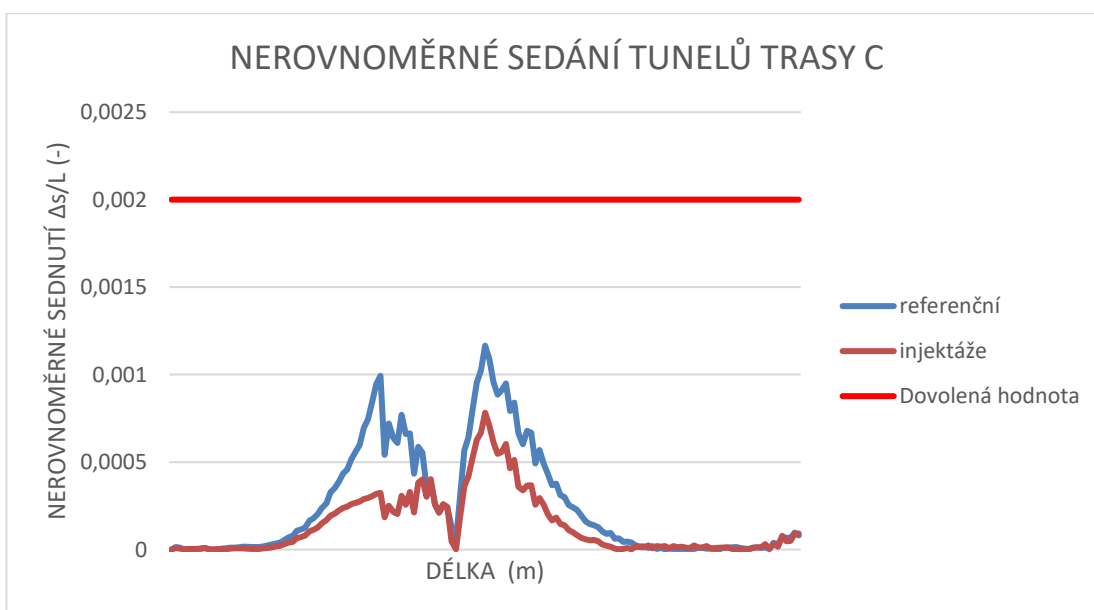
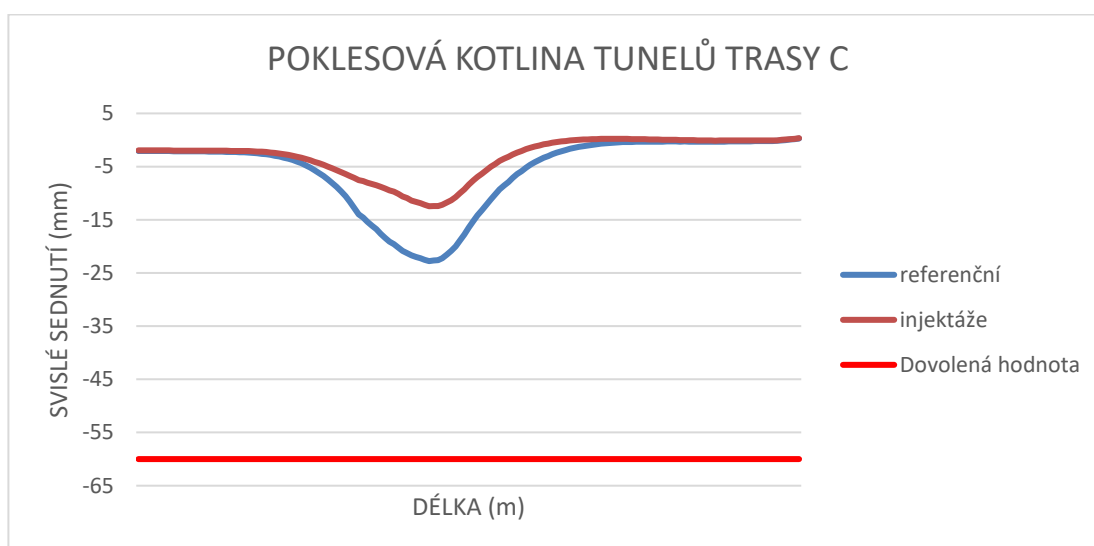
4.7.5.2.5 Bod 5 – Traťový tunel “C” ražený litinový



4.7.6 Poklesová kotlina traťového tunelu metra C



Obrázek 4-79 – Deformovaný traťový tunel trasy C



5 Geotechnický monitoring

5.1 Úvod

V této části se budu věnovat pouze monitoringu, který bude prováděn zároveň s ražbou geologického průzkumu (Model A). Na základě výsledků tohoto monitoringu a na základě výsledků geologického průzkumu bude možné nastavit detailně chování Modelu A (zejména geotechnických parametrů zastižených zemin a hornin) tak, aby se shodovalo s reálně naměřenými hodnotami při provádění ražeb geologického průzkumu. Tyto hodnoty se pak použijí při výpočtech Modelu B a Modelu C.

Hlavní cíle geomonitoringu:

- zaznamenat deformace raženého díla a tunelů metra C
- zjistit stav horninového masivu dotčeného ražbou tunelu a zjistit průběh změn tohoto stavu v čase
- zjistit stav upravené zeminy (injektáže) a zjistit průběh změn tohoto stavu v čase
- určit chování horninového masivu a navrženého zajištění výrubu v závislosti na změnách vyvolaných výstavbou
- ověřit zastižené geotechnické podmínky a určit skutečné zastoupení jednotlivých technologických tříd výrubu
- včas zjistit nepředpokládané geotechnické poměry jako podklad pro úpravu návrhu zajištění výrubu, včas varovat před nebezpečím ztráty stability konstrukce, a tím minimalizovat rizika spojená s výstavbou podzemního díla a poskytnout podklad pro úpravu schématu prvků zajištění výrubu jednak s cílem optimalizace technologického postupu, tak i po stránce zajištění bezpečnosti pracovníků.

5.2 Navržená měření a sledování

V geotechnickém monitoringu navrhuji tato geotechnická měření a sledování:

5.2.1 Monitoring stávajících objektů

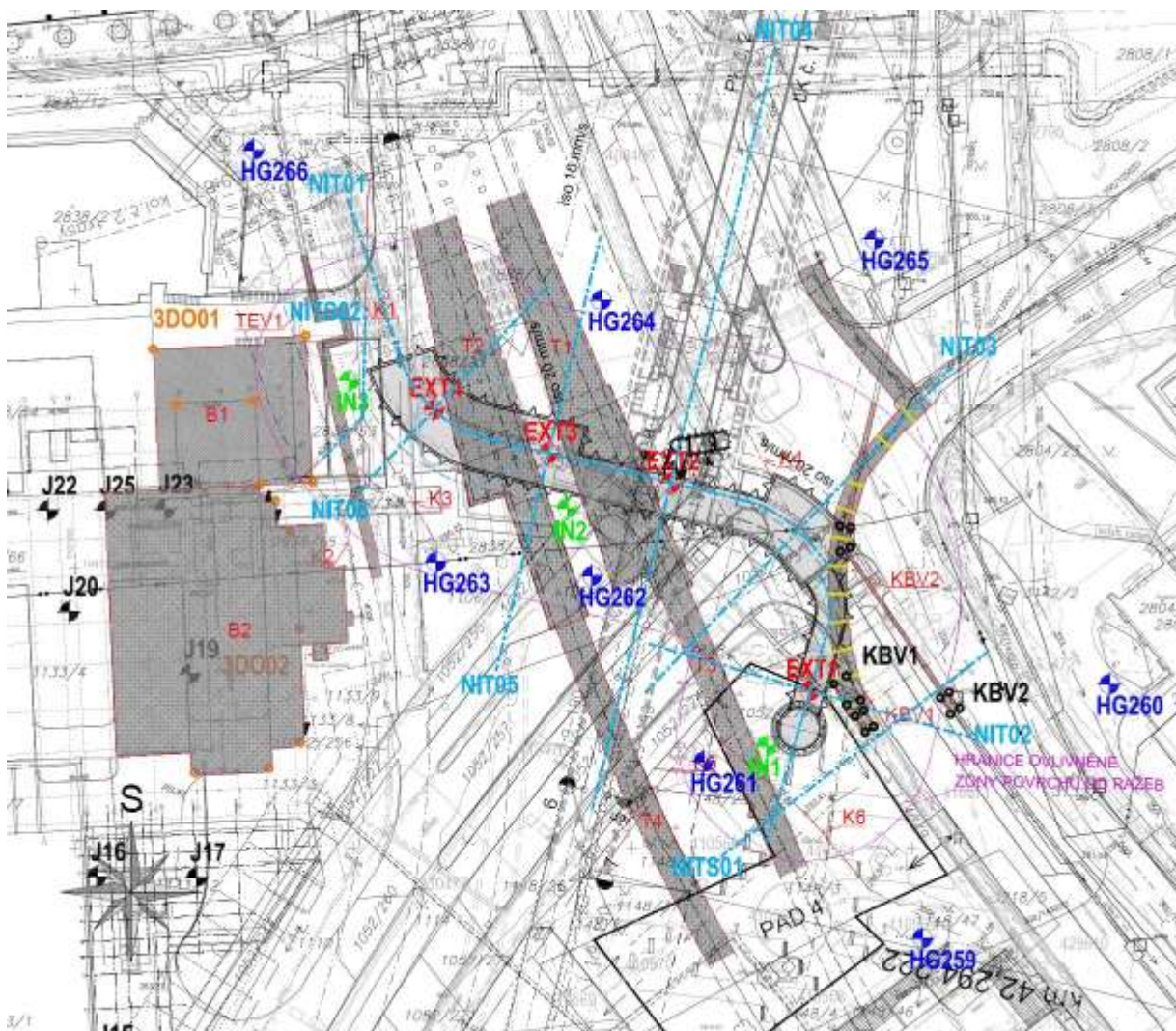
5.2.1.1 Měření deformací terénu přesnou nivelací

Geodetické sledování povrchu terénu představuje velmi důležitou složku při ražbě prováděné za využití observační metody. Umožňuje posoudit odezvu stavebních činností v podzemí či

zásahů do geotechnických podmínek na staveništi (např. snížení hladiny podzemní vody) na úroveň povrchu terénu, porovnat naměřené deformace povrchu terénu s předpokládanými hodnotami poklesů, stanovit skutečný dosah a tvar poklesové kotliny a po doplnění aktuálními výsledky dalších složek monitoringu operativně řídit či modifikovat postup ražeb tak, aby byla zajištěna maximální bezpečnost a efektivita jejich realizace.

Nivelační body (NIT) jsou uspořádány v profilech, které probíhají buď rovnoběžně, nebo kolmo vůči ose ražby. V bodech na podélné ose štoly bude sledován vývoj podélné deformační vlny vyvolaný ražbou štoly, na bodech v příčných řezech zase vývoj příčné deformační zóny (poklesové kotliny). Navíc jsou navrženy 2 profily nad objekty stávajících inženýrských sítí.

Veškeré nivelační body na povrchu terénu budou osazeny v době příprav příslušných stavebních prací. Detailní umístění definuje vybraný zhotovitel prací s ohledem na umístění celého průzkumného díla v oblasti jedné z nejfrekventovanějších dopravních křižovatek Prahy. Při definici umístění deformačních bodů, ale i při jejich měření za plného provozu, musí být tato skutečnost zohledněna z důvodu zajištění bezpečnosti realizačního personálu.



Obrázek 5-1 – Rozmístění monitorovacích prvků na povrchu

Geodetické body budou osazovány do předvrtaných otvorů – převážně do asfaltového či betonového povrchu (chodník, komunikace), nebo do nezámrazné hloubky (rostlý terén) a následně polohopisně i výškopisně zaměřeny (nulové čtení – 2 záměry).

Samotné měření bude prováděno metodou velmi přesné geometrické nivelace ze středu s přesností danou směrodatnou kilometrovou chybou menší než 0,4 mm. Vlastní zjištění deformace bude tak realizováno s max. chybou 1,0 mm.

Stabilizace bodů a jejich referenční (nulové) zaměření by měly být provedeny před započítím stavebních prací doplňkového geologického průzkumu, avšak nejpozději 50 m před postupujícím čelem ražby.

5.2.1.2 Měření deformací objektů nadzemní zástavby

Geodetické sledování objektů nadzemní zástavby představuje další důležitou složku při ražbě prováděné za využití observační metody. Umožňuje posoudit odezvu stavebních činností

v podzemí na objekty, které se nacházejí v oblasti poklesové kotliny a jejím blízkém okolí, a porovnat naměřené deformace na objektech s předpokládanými hodnotami. Především pak napomáhá sledovat skutečný vliv prováděných ražebních prací na stav a statiku dotčených objektů. Po doplnění aktuálními výsledky dalších složek monitoringu umožňuje operativně řídit či modifikovat postup ražeb tak, aby byla zajištěna maximální bezpečnost a efektivita jejich realizace.

V případě řešení doplňkového geologického průzkumu úseku ID1a-Usek PAD4-Pankrác jih jsou navržena měření na následujících objektech:

- Na Strži 1721/63a
- rozestavěná stavba na pozemcích 1133/3 a 1133/4 v k. ú. Krč a 2838/65 a 2838/66 v k. ú. Nusle.

5.2.1.2.1 Objekt Na Strži 1721/63a

Jedná se o hotový a již provozovaný objekt. Na objektu se předpokládá osazení nivelačních bodů v počtu 4 kusů. Na těchto bodech bude měřena svislá složka deformace, ze které je možno dovodit případný podélný náklon objektu.

5.2.1.2.2 Objekt rozestavěné stavby na pozemcích 1133/3 a 1133/4 v k. ú. Krč a 2838/65 a 2838/66 v k. ú. Nusle

V tomto případě se jedná o objekt, který se v současné době nachází ve stadiu výstavby. Proto lze pouze předpokládat možnost osazení bodů na základě potřeby získávání informací o mechanickém chování objektu při provádění stavebních prací v podzemí v jeho blízkosti. Ze základních znalostí půdorysu objektu (ovšem bez znalosti specifických detailů) lze usuzovat, že dochází k překrytí objektu s objektem na adrese Na Strži 1721/63a. Z toho důvodu se na tomto objektu předpokládá měření svislých deformací dvěma metodami – nivelací a trigonometricky. Dále se předpokládá měření náklonů pomocí 3 náklonoměrných destiček a příložného náklonoměru (tiltmetru).

Měření deformací objektů nivelací

Na objektu se předpokládá osazení nivelačních bodů v počtu 6 kusů.

Samotné měření bude prováděno metodou velmi přesné geometrické nivelace ze středu s přesností danou směrodatnou kilometrovou chybou menší než 0,4 mm. Vlastní zjištění deformace bude tak realizováno s max. chybou 1,0 mm.

Měření deformací objektů trigonometrickými metodami

V místě průniku objektu ve výstavbě s objektem Na Strži 1721/63a se předpokládá osazení dvou bodů, na kterých bude sledována svislá složka deformace. Protože tyto body budou pravděpodobně pro nivelační metody nedostupné, bude nutné deformace sledovat pomocí trigonometrických metod – za využití geodetické totální stanice.

Vybavení a metoda trigonometrického měření musí být zvoleny tak, aby byla splněna podmínka přesnosti výsledku charakterizovaná střední odchylkou ve výšce 0,3 mm. Vlastní sledování bude tak realizováno s max. chybou do 1,0 mm ve výšce.

Měření náklonů pomocí náklonoměrných destiček

Projekt předpokládá osazení (nalepení) 3 náklonoměrných destiček umístěných na konstrukci objektu.

Samotné měření bude prováděno příložným náklonoměrem (tiltmetrem) s přesností měření min. 0,1 mm/1 m.

Celkově tak je navrhováno osazení 10 bodů na dvou objektech, které se budou sledovat pomocí nivelace, 2 bodů na jednom objektu, které budou sledovány pomocí trigonometrických metod, a 3 náklonoměrných destiček umístěných na tomtéž objektu. Dále je navrhováno 5 bodů pro měření svislých deformací jako rezervních – o jejich případném umístění bude rozhodnuto až podle celkových průběžných výsledků monitoringu na jednání RAMO.

5.2.1.3 Sledování stávajících traťových tunelů metra C

5.2.1.3.1 Základní požadavky na sledování konstrukcí metra

Účelem měření má být v první řadě potvrzení vstupních předpokladů o vlivu blízkých staveb na konstrukce metra. Nové stavby jsou povinně navrhovány tak, aby jejich vliv na konstrukce metra byl minimální, a priori musí být vyloučeny takové vlivy, které by mohly omezit nebo přerušit jeho provoz. Očekávané posuny konstrukcí jsou proto obvykle velmi malé, v řádu jednotek milimetrů. Účelem měření tedy není jen samotné určení velikosti projevů očekávaných deformací, ale včasné zjištění tendenčních jevů, které mohou znamenat budoucí přiblížení ke

kritickým stavům. Tomu musí odpovídat metoda měření s nejvyšší přesností, kterou je v provozních podmínkách provozu metra možné dosáhnout.

5.2.1.3.2 Stabilita kolejového svršku

V tunelech metra je kolejový svršek proveden v prakticky bezprostřední vazbě na kolejový spodek, který je tvořen konstrukcemi tunelů. Veškeré projevy deformací spodní části tunelů se propisují do tvaru kolejového svršku, který je z provozního hlediska nutné monitorovat primárně. V daném případě se předpokládá ohrožení stability zejména možným nesymetrickým poklesem kolejnic – proto navrhuji sledování obou kolejových pasů nebo souvisejících podkladových konstrukcí v příčných profilech v rozestupu cca 5 m v počtu 18 profilů pro každou kolej. Řazené profily tak zároveň tvoří v každém tunelu dva podélné profily o 18 bodech v délce cca 120 m. Měření poklesů na těchto bodech bude prováděno speciální aplikací přesné geometrické nivelace.

5.2.1.3.3 Stabilita kolejového spodku

Samotné konstrukce tunelů jsou v daném místě provedeny různým způsobem – v severní části řešeného území se jedná o hloubené tunely s železobetonovým ostěním (milánské stěny), v jižní části jde o ražené tunely o průměru 5,1 m vystrojené litinovými tubinkami. Předpokládaný vliv poddolování se může projevit poklesy (v případě aplikace tryskové injektáže do podloží i zdvihy), ale i zbytkovými bočními posuny způsobenými změnami horninových tlaků v poměrně nesourodém podloží a nadloží tunelů. Pro tyto účely jsou k měření navrženy tzv. konvergenční profily, pomocí kterých lze vykazovat tvarové změny profilu tunelu.

U kruhových tunelů je navrhován profil o 5 bodech (3 v klenbě a 2 v počvě). V místech ražby křižujících děl navrhuji doplnit profil o 2 body totožné s body pozorovanými nivelací. Tím se vytvoří kompletní konvergenční profil o 7 bodech, který lépe vystihuje případné nesymetrické změny v počvě tunelu.

V hloubených částech tunelu bude nutné do profilu zahrnout body blízké kolejovému svršku ve všech případech, dále umístit vždy 2 body do každé svislé stěny (k podlaze a ke stropu) tak, aby bylo možné zjistit pokles stěny nebo i její náklon (nebude-li náklon sledován jinou metodou). Sledování stropní konstrukce navrhuji v jednom bodě umístěném uprostřed tunelu, což je dlouhodobě používaný standard – celý kompletní základní profil má rovněž 7 bodů. V rozšířených částech hloubených tunelů bude profil doplněn o další body v podlaze, ve stropě a vnější stěně – v nejširších částech bude konvergenční profil tvořen až 11 body. Dále budou na

dilatační spáry mezi hloubenými tunely osazeny dilatometry – 2 ks na každou dilatační spáru. O přesném umístění bude rozhodnuto až na místě před jejich osazením.

5.2.1.3.4 Automatický geodetický monitoring

Místní podmínky jsou pro osazení plně automatizovaného monitoringu pomocí robotických totálních stanic značně komplikované. Z hlediska bezpečnosti stávajících tunelů trasy C je však nezbytné tento typ sledování instalovat a měřit. Při realizaci popsaného typu sledování se zhotovitel musí vypořádat s následujícími překážkami:

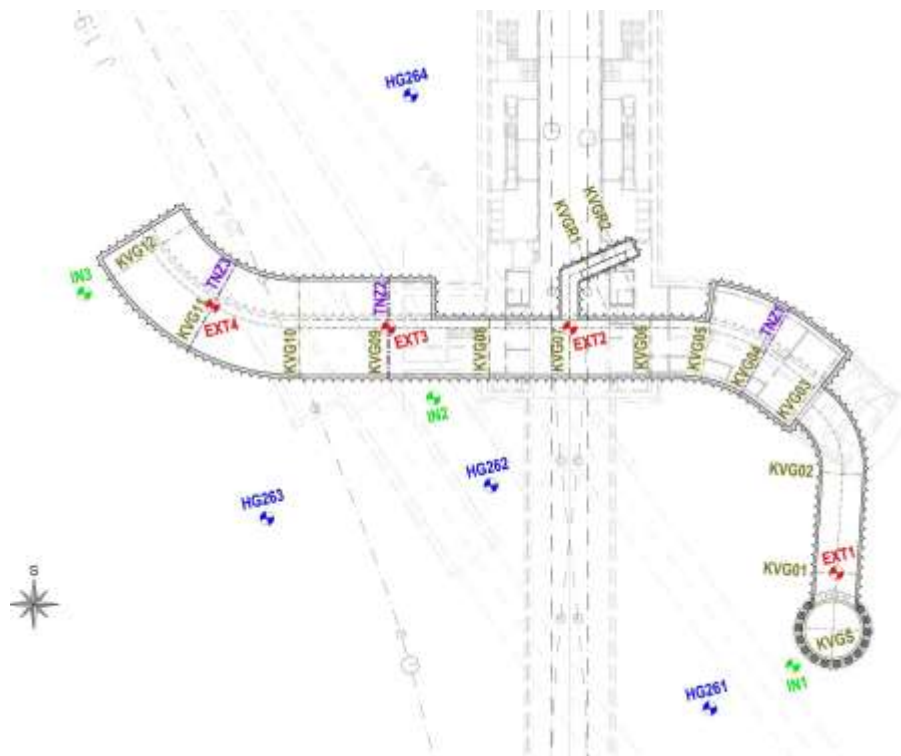
Stanoviště pro pozorování budou muset být umístěna přibližně v osách tunelů, prostory mimo průjezdný průřez nejsou z hlediska viditelnosti cílů snadno použitelné.

Ve hloubených částech tunelů dotčených ražbou chodby je teoreticky možné část měření provádět touto metodou, bude ale nutné měření synchronizovat s příjezdy a odjezdy vlaků.

5.2.2 Monitoring ražené části

V rámci ražeb navrhuji tato měření a sledování GTM:

- hydrogeologická měření:
 - měření úrovně hladiny podzemní vody v hydrogeologických vrtech
 - sledování přítoků na čelbě výrubu
 - sledování celkového přítoku do štoly
 - sledování chemismu podzemní vody
- měření deformací horninového prostředí:
 - v nadloží podzemního díla – extenzometrická měření
 - v okolí podzemního díla – inklinometrická měření
- měření deformací přístupové šachty – konvergenční měření (sledování 3D deformací osazených bodů na ohlubni a pilotách)
- měření deformací výrubu průzkumné štoly – konvergenční měření (geodeticky)
- měření namáhání primárního ostění – tenzometry
- měření dynamických a akustických účinků ražby
- měření hluku.



Obrázek 5-2 – Rozmístění monitorovacích prvků v raženém díle

5.2.2.1 Hydrogeologická měření

5.2.2.1.1 Měření hladiny podzemní vody ve vrtech

Poloha jednotlivých vrtů je v souřadnicích JTSK uvedeno viz Tabulka 23

Hydrogeologický vrt	Hloubka v m	X	Y
HG 120 (stávající)	44	1 047 211,53	741 944,50
HG 259	45	1 047 416,3	741 948,0
HG 260	45	1 047 370,7	741 914,5
HG 261	45	1 047 384,6	741 987,2
HG 262	45	1 047 351,3	742 007,2
HG 263	45	1 047 348,8	742 035,2
HG 264	45	1 047 302,0	742 005,6
HG 265	45	1 047 291,1	741 956,6
HG 266	45	1 047 275,1	742 067,8

Tabulka 23 – Hydrogeologické vrtý – Poloha a hloubka

Zhlaví vrtů bude upraveno pro instalaci do pochozí úrovně chodníku. Před započítím vrtných prací bude proveden předvýkop, kterým se ověří polohy všech inženýrských sítí.

Pro sledování změn úrovně hladiny podzemní vody bude v rámci hydrogeologického monitoringu vybudováno celkem 8 nových vrtů s jednotnou hloubkou 45 m. Do systému sledování hladiny podzemní vody bude zařazen také vrt HG 120 vybudovaný v předchozích etapách průzkumu. Všechny vrty budou osazeny automatickými snímači úrovně hladiny podzemní vody s odečtem 4x za den. Naměřená data budou snímána min. 1x týdně. Hladina podzemní vody bude změřena bezprostředně po vybudování vrtů, výchozím stavem měření bude pak zahájení hloubení těžební šachty.

Vrty budou provedeny jako jádrové s min. konečným profilem vrtu 156 mm. Vrtné jádro bude zdokumentováno v rámci doplňkového IG průzkumu. Vrty budou vystrojeny PE pažnicí průměru min. 110 mm. Rozsah perforace bude upřesněn odpovědným řešitelem průzkumu podle zastižených geologických a hydrogeologických poměrů.

5.2.2.1.2 Sledování přítoků na čelbě výrubu

V průběhu ražby bude prováděno měření přítoků z čelby výrubu. Měření se provádí pomocí odměrných nádob, umístěných v případě soustředěného výronu přímo na místo přítoku. V případě plošného přítoku se měření provádí na přepadu provizorně osazeném do rigolu u paty opěry. V tomto případě je nutné zjistit a odečíst spotřebu technologické vody přiváděné na čelbu.

Měření bude prováděno 1x týdně, v případě kolísavých přítoků častěji. Orientační velikost přítoků bude stanovena také při dokumentaci čelb v rámci inženýrskogeologického a geotechnického sledování výrubu.

5.2.2.1.3 Sledování celkového přítoku do štoly

Celkové přítoky podzemní vody do štoly budou měřeny v místě vyústění odpadního potrubí do systému uklidňujících a sedimentačních jímek. K měření budou využívány průtokoměry osazené stavební firmou. Měření bude prováděno 1x týdně, v případě výrazného kolísání celkových přítoků častěji. Při stanovení velikosti celkového přítoku podzemní vody do štoly je nutné odečíst množství technologické vody přiváděné do štoly.

5.2.2.1.4 Sledování chemismu podzemní vody

Ze všech nově budovaných hydrogeologických vrtů bude před zahájením ražby odebrán vzorek podzemní vody, který bude podroben chemické analýze. Při odběrech bude prováděno měření

teploty, pH a elektrické konduktivity (EC) vzorkované vody. Vzorky vody budou odebírány dynamicky.

V průběhu ražby průzkumné štoly budou pak 1x měsíčně (a vždy při změně geologického prostředí) odebrány vzorky podzemní vody z nezajištěného výrubu.

Všechny vzorky budou podrobeny základnímu chemickému rozboru a současně analýzám pro stanovení agresivity vody na stavební konstrukce podle ČSN EN 206-1. Výsledky chemických analýz budou průběžně porovnávány s požadovými koncentracemi látek, zjištěnými ve vrtech před zahájením ražby. Při zjištění změny chemismu vody ve štole budou pro porovnání odebrány a analyzovány kontrolní vzorky vody z hydrogeologických vrtů.

5.2.2.2 Měření deformací horninového prostředí – extenzometrická měření

Extenzometry jsou zařízení k monitoringu posunů uvnitř horninového prostředí, a to ve směru osy vrtu. Základním principem je měření změny polohy hlavy extenzometru vůči kotvě. V trase projektované štoly budou vystrojeny celkem 4 extenzometrické vrty pětibodovými tyčovými extenzometry. Umístění vrtů a jejich hloubky jsou patrné z následující tabulky.

Extenzometrický vrt	Hloubka v m	X	Y
EXT 1	22,0	1 047 371,9	741 968,2
EXT 2	20,0	1 047 334,7	741 993,1
EXT 3	21,5	1 047 329,4	742 015,0
EXT 4	21,5	1 047 321,6	742 035,6

Tabulka 24 – Extenzometrické vrty – Poloha a hloubka

Zhlaví bude upraveno pro instalaci do pochozí úrovně chodníku. Před započítáním vrtných prací bude proveden předvýkop, kterým se ověří polohy všech inženýrských sítí. Vrty budou provedeny jako jádrové s min. konečným profilem vrtu 137 mm. Vrtné jádro bude zdokumentováno v rámci doplňkového IG průzkumu.

Svislé deformace budou měřeny s ohledem k postupům ražby. Nulté měření se provede 7 dní po instalaci extenzometru – v době, kdy ještě nemohlo dojít k ovlivnění měření stavbou. První resp. počáteční měření se provede při vzdálenosti výrubu od profilu s extenzometrem 10 m, další měření pak v intervalu 1 dne po dosažení profilu s extenzometrem. Další měření se synchronizují s konvergenčním měřením výrubu.

5.2.2.3 Měření deformací horninového prostředí – inklinometrické měření

Inklinometry jsou zařízení k monitoringu horizontálních posunů uvnitř horninového prostředí. Základním principem je měření náklonu pažnice vrtu citlivým náklonoměrem. Měření se provádí ve dvou na sebe kolmých směrech vytahováním inklinometrické sondy odspodu nahoru v intervalu 0,5 m.

V blízkosti šachty, mezi traťovými tunely metra trasy C a mezi koncem průzkumné štoly a budovou City Empiria se vystrojí celkem 3 inklinometrické vrty hloubky 40–50 m, viz Tabulka 25.

Inklinometrický vrt	Hloubka v m	X	Y
IN 1	40	1 047 381,8	741 976,0
IN 2	50	1 047 339,2	742 011,7
IN 3	50	1 047 316,4	742 050,7

Tabulka 25 – Inklinometrické vrty – Poloha a hloubka

Vrty budou hloubeny jako jádrové s min. konečným profilem vrtu 137 mm. Vystrojení bude provedeno inklinometrickou pažnicí o vnějším průměru 77 mm a vnitřním průměru drážky 71,5 mm. Pažnice budou osazeny tak, aby orientace azimutu roviny drážek A byla kolmá na osu průzkumné štoly. Vrtné jádro bude zdokumentováno v rámci doplňkového IG průzkumu. Zhavlí bude upraveno pro instalaci do pochozí úrovně chodníku. Před započítím vrtných prací bude proveden předvýkop, kterým se ověří polohy všech inženýrských sítí.

Horizontální deformace horninového prostředí budou měřeny při hloubení šachty a ražbě štoly, přičemž nulté měření se provede 7 dní po instalaci inklinovrtu – v době, kdy ještě nemohlo dojít k ovlivnění měření stavbou.

5.2.2.4 Měření deformací výrubu (konvergenční měření)

Konvergenční měření má za úkol sledovat tvarové změny primárně vystrojeného výrubu raženého NRTM a prokázat jejich ustalování v čase a v rozmezí stanovených (maximálních) hodnot. V případě, že se měřením zjistí vyčerpání přípustných hodnot posunů (resp. jejich složek) nebo když časový průběh posunů signalizuje neustálený stav deformací, je nutno upravit zajištění výrubu primárním vystrojením a zabránit dalšímu růstu deformací.

Konvergenční (trigonometrické) měření bude prováděno geodeticky. Princip tohoto konvergenčního měření spočívá v systematickém vytváření měřicích profilů z pevných

(měřicích) bodů, jejichž posuny se sledují a vyhodnocují v závislosti na čase a na postupu ražené čelby. Prostorovým měřením (metodou 3D) se zjišťují absolutní změny polohy (posuny) stanovených měřicích bodů vyjádřené ve vztaženém souřadnicovém systému, ze kterého se přepočtou složky vertikální a horizontální. Výsledkem měření je graf vývoje sedání měřicích bodů a konvergencí výrubu ve stanovených konvergenčních profilech v závislosti na čase a postupu ražby.

5.2.2.4.1 Těžní a montážní šachta

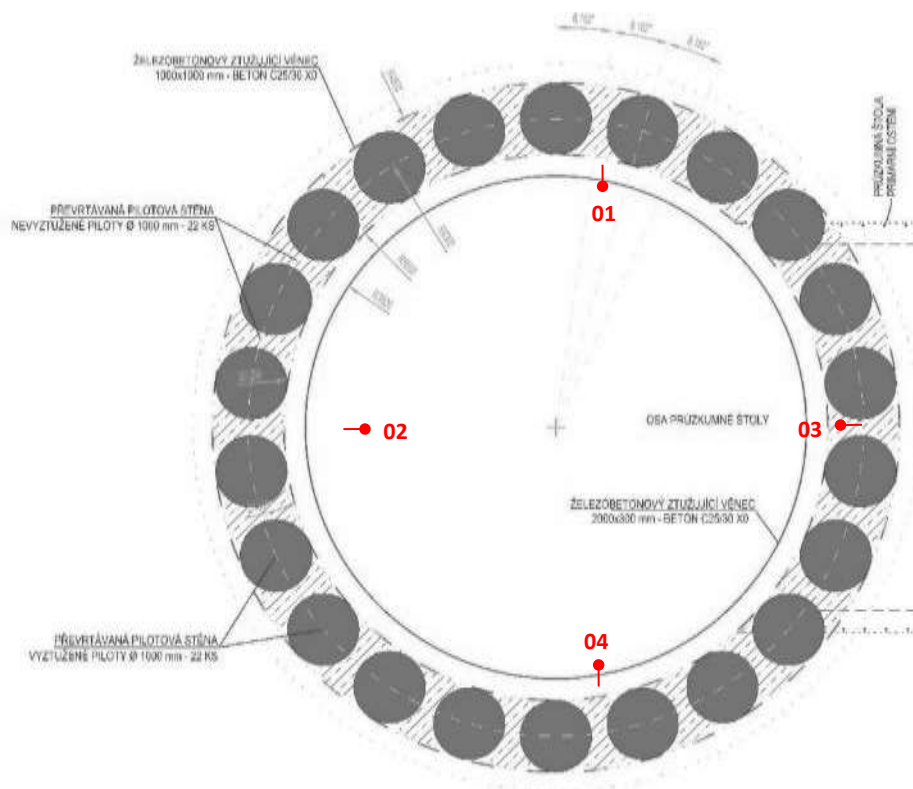
Těžní kruhová šachta bude osazena ve 3 výškových úrovních 4 konvergenčními body. Geodetickým měřením se bude sledovat deformace stěn šachty.

Doba hloubení šachty se odhaduje na 47 dnů. V těžní šachtě se osadí čtyřbodové konvergenční profily – celkem 3 ks (tj. 12 bodů). Konvergenční body budou instalovány na železobetonové ztužující věnce a piloty. Rozmístění konvergenčních profilů po výšce šachty:

Konvergenční profil	Počet bodů	Hloubka v m	Poznámka
KVGŠ 1	4	0,0	ohlubeň šachty
KVGŠ 2	4	6	piloty (báze kvartéru)
KVGŠ 3	4	21	ŽB ztužující věnec

Tabulka 26 – Rozmístění konvergenčních profilů v těžní šachtě

Rozmístění bodů v konvergenčních profilech v těžní šachtě ukazuje následující obrázek.



Obrázek 5-3 – Rozmístění bodů v konvergenčním profilu v těžní šachtě

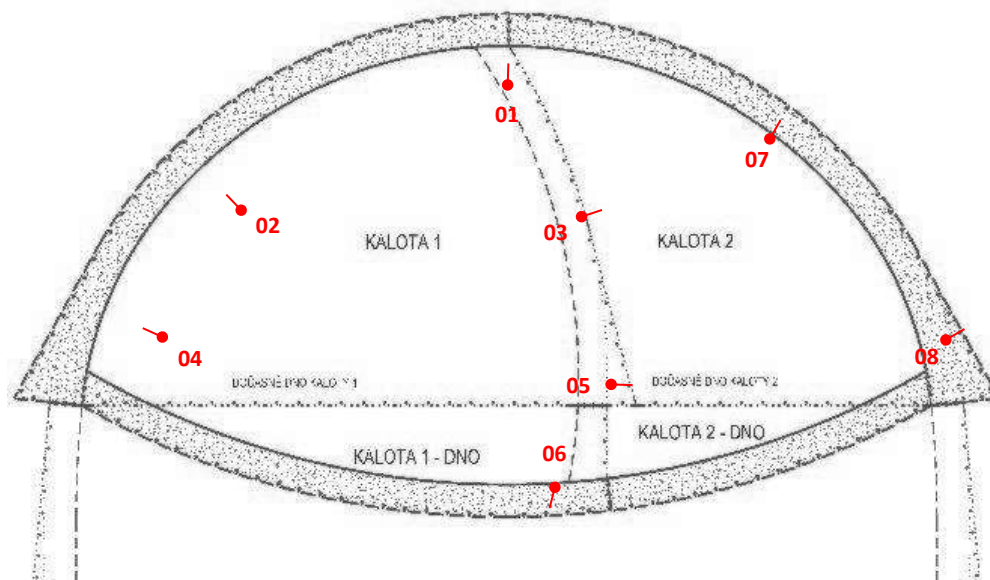
5.2.2.4.2 Průzkumná štola

Doba ražby průzkumné štoly se odhaduje na 15 měsíců. Zde budou osazeny pětibodové konvergenční profily – celkem 12 ks. V úsecích rozšířeného výrubu bude 7 profilů po rozšíření doplněno 2 novými body. Prostorové rozmístění bodů v konvergenčních profilech je patrné z obrázku. Dva třibodové konvergenční profily body osazeny v geotechnické rozrážce.

Konvergenční profil	Počet bodů	Staničení	Poznámka
KVG 1	5	7,060	
KVG 2	5	19,300	
KVG 3	6+2	30,220	rozšířený profil
KVG 4	6+2	37,720	rozšířený profil
KVG 5	6+2	45,090	rozšířený profil
KVG 6	5	52,490	
KVG 7	5	62,490	
KVG 8	5	72,490	
KVG 9	6+2	84,990	rozšířený profil
KVG 10	6+2	96,120	rozšířený profil
KVG 11	6+2	107,280	rozšířený profil

Konvergenční profil	Počet bodů	Staničení	Poznámka
KVG 12	6+2	117,460	rozšířený profil
KVG RI 01	3	9,000	
KVG RI 02	3	13,000	

Tabulka 27 – Rozmístění konvergenčních profilů v průzkumné štole



Obrázek 5-4 – Rozmístění bodů v konvergenčních profilech v průzkumné štole

5.2.2.5 Měření zatížení primárního ostění tenzometry

5.2.2.5.1 Měřené profily

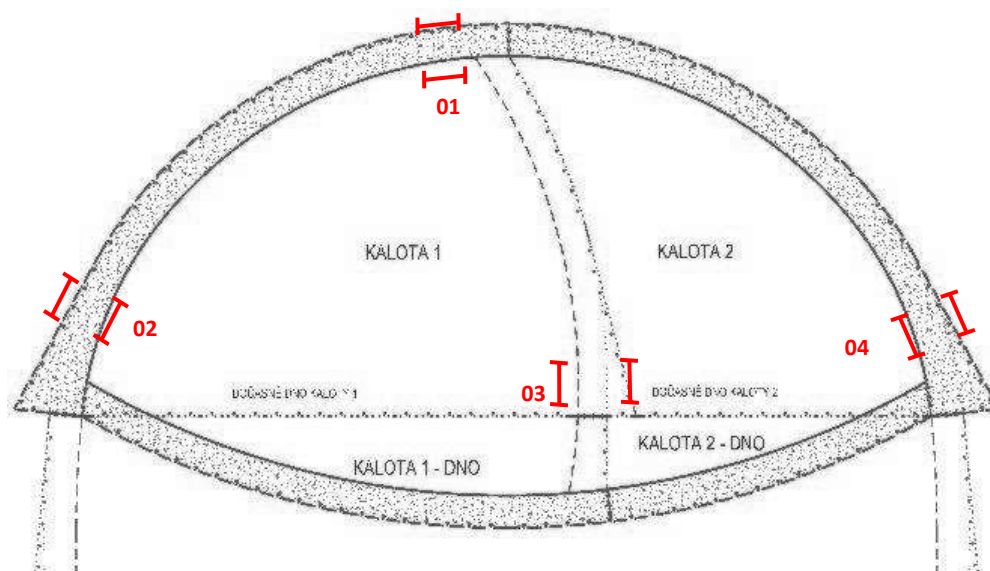
V průzkumné štole budou osazeny 3 profily v místech stanovených měřičských profilů. Na profilu budou v prvním výrubu osazeny 3 dvojice strunových tenzometrů, přičemž první dvojice v nejvyšším místě klenby prvního výrubu a druhá dvojice u paty klenby v místě maxima napětí v ostění dle projektu. Poslední třetí dvojice tenzometrů bude instalována zrcadlově ke druhé dvojici u paty klenby prvního výrubu. Při realizaci druhého výrubu průzkumné štoly je tato třetí dvojice odstraněna v rámci těžebních prací a nahrazena novou čtvrtou dvojicí tenzometrů (opět u paty klenby druhého výrubu zrcadlově k již nainstalované dvojici v prvním výrubu). Při umístění čtvrté dvojice tenzometrů bude opět zohledněno místo maxima napětí dle projektu.

U každé z dvojic tenzometrů bude první tenzometr instalován v blízkosti povrchu výrubu (horniny) a druhý v blízkosti povrchu priméru směrem k sekundéru. Vůči primárnímu ostění budou všechny snímače orientovány tangenciálně. Instalace dvojice tenzometrů dovozuje omezeně posoudit i netangenciální namáhání ostění.

Napětí v primárním ostění: Bude zjištěno zprostředkovaně prostřednictvím měření deformací přetvoření primárního ostění. K měření budou použity výše popsané vibrační strunové tenzometry se zabudovaným teplotním čidlem pro případnou teplotní korekci. Od tenzometrů budou svedeny kabely v chráničkách do svorkovnice v místě, kde bude prováděn ruční odečet. Posuzování a rozbor naměřených hodnot lze provádět komplexně ve vazbě na konvergenční měření a na skutečně zastížené geotechnické podmínky v místě měřicích profilů. Přesnost měření bude $1 \mu\epsilon \pm 0,5 \%$ měřeného rozsahu, rozsah měření je $3000 \mu\epsilon$ ($\pm 1500 \mu\epsilon$) a maximální nelinearita menší než $0,5 \%$ z měřeného rozsahu. Vliv teplotních změn lze kompenzovat korekcí – měřením teploty v místě tenzometru a příslušným výpočtem. Každý tenzometr je standardně vybaven čidlem teploty.

Zjištěné hodnoty přetvoření budou vyhodnocovány ve formě grafů časového vývoje přetvoření v primárním ostění. Naměřené deformace lze přepočítat na hodnoty napětí v závislosti na znalosti modulu pružnosti betonu v primárním ostění. Výsledky sledování budou využity pro stanovení změn napětí v primární obezdívce v průběhu ražby prvního výrubu a změny přetvoření v návaznosti na druhý výrub. Zjištěné parametry lze využít též pro optimalizaci projektu sekundárního ostění a pro sledování změn po realizaci sekundéru (v případě zachování funkčnosti systému tenzometrů po realizaci sekundéru).

Prostorové rozmístění tenzometrů je patrné z obrázku.



Obrázek 5-5 – Rozmístění tenzometrů v průzkumné štolě

6 Závěr

V předešlých kapitolách jsem podrobně popsal polohu a technické řešení stanice Pankrác D na nově budované trase D pražského metra (3) – včetně prostorového křížení se stávajícími traťovými tunely trasy C. Doložil jsem též dosud provedený geotechnický průzkum (2), který ukázal, že ražba jednolodní stanice v Kosovském souvrství bude velmi komplikovaná a neobejde se bez náročných technických řešení.

Technické řešení, které jsem navrhl, spočívá v provedení masivních chemických horninových injektáží Kosovského souvrství, jež mají za úkol vylepšit pevnostní a deformační parametry proinjektované horniny. Navrhl jsem a nechal uskutečnit injektážní pokus z jednoho vrtu (6), který mi dal kladné informace o injektovatelnosti horninového masivu.

Na základě tohoto injektážního pokusu jsem navrhl geologický průzkum ve směrovém, prostorovém a tvarovém vedení kaloty budoucích přestupních chodeb stanice Pankrác D. V tomto geologickém průzkumu jsem navrhl rozsáhlý injektážní pokus včetně geologických zkoušek horninového masivu a důkladný geotechnický monitoring, které do budoucna pomohou získat skutečné parametry horninového prostředí před a po injektážích.

Vypracoval jsem tři velmi složité modely ražeb geologického průzkumu a části raženého staničního tunelu Pankrác D, které jsem tematicky rozdělil dle postupu prováděných prací:

- Model A – Geologický průzkum
- Model B – Ražená část staničního tunelu Pankrác D
- Model C – Dokončení ražeb přestupních chodeb

Poukázal jsem na to, jaký vliv má volba materiálového modelu, ale i pevnostních a deformačních parametrů použitých hornin, na celkové chování horninového masivu během ražeb. A jak velice důležitá budou data získaná z geologického průzkumu pro následný přepočet všech výpočtů.

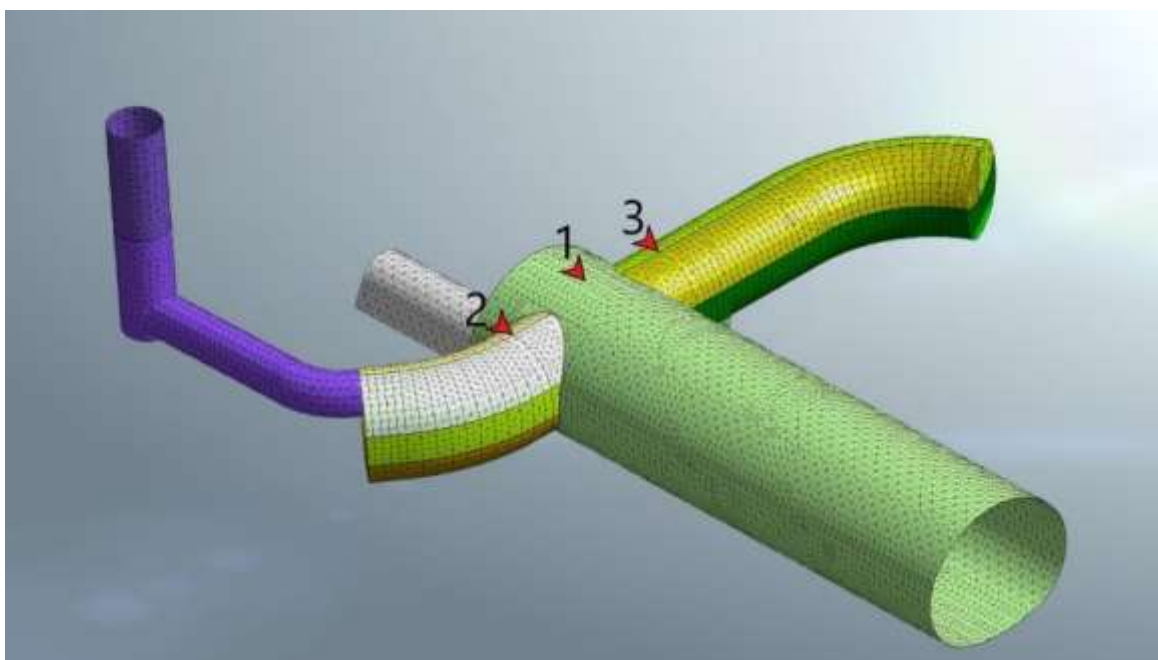
Největší přínos této diplomové práce spočívá v korekci vypočtených výsledků deformací ze 3D modelu v programu MIDAS GTS NX. A to tak, aby odpovídaly reálnému chování a nedocházelo ke hrubému zkreslení způsobenému zjednodušenou sítí 3D modelu, protože na výpočet modelů se složitou a hustou sítí v dnešní době výkon běžně používané výpočetní techniky nedostačuje.

Po provedení geologického průzkumu a zjištění skutečných parametrů přirozeně uložené horniny a proinjektované horniny lze postupy z této diplomové práce použít jako metodický návod pro výpočty skutečného chování horninového masivu v průběhu ražeb stanice Pankrác.

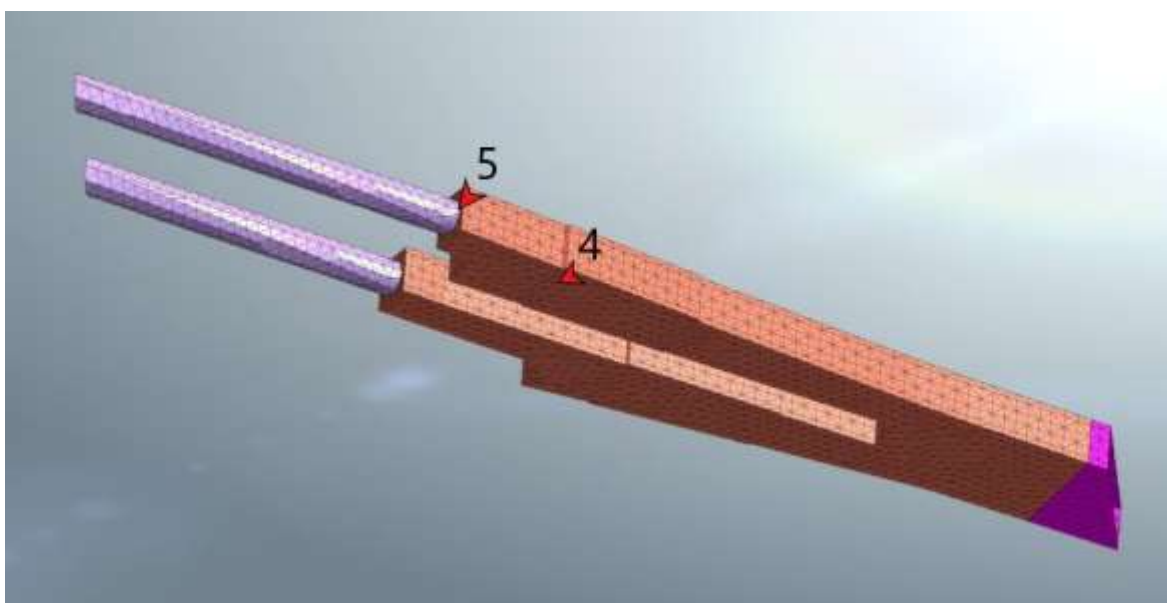
6.1 Očekávatelné skutečné deformace

V kapitole 4.5.2 *Sítě v modelech* jsem ukázal, jak významný vliv má velikost prvku sítě na celkové deformace. Z porovnávacích výpočtů mezi 2D modely vyplynulo, že k dosažení reálného chování horninového prostředí je nutné vynásobit vypočtené celkové deformace, které mi vyšly z výpočtů, **korekčním součinitelem $a = 2,00$** . Takto získaný výsledek je mnohem přesnější, než kdybych tuto korekci neprovedl. Výsledné deformace ukazují grafy níže.

6.1.1 Sledované body

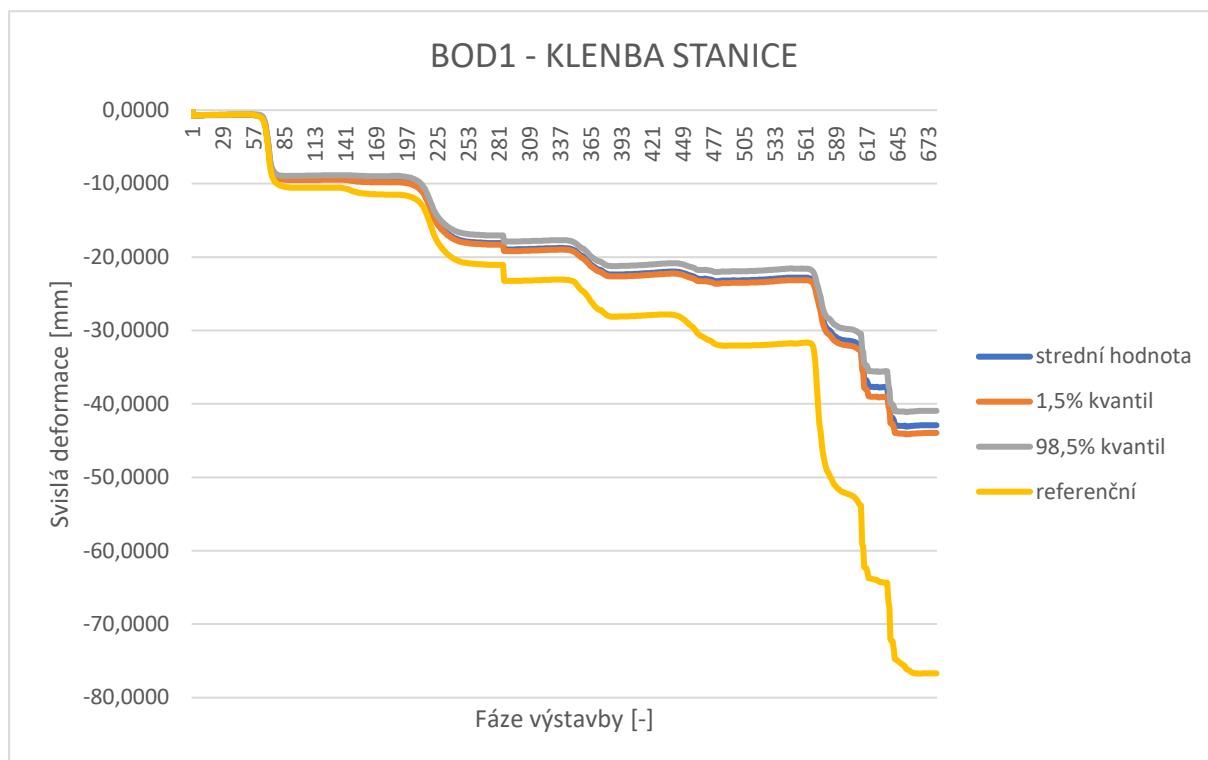


Obrázek 6-1 – Rozmístění sledovaných bodů – 1, 2, 3

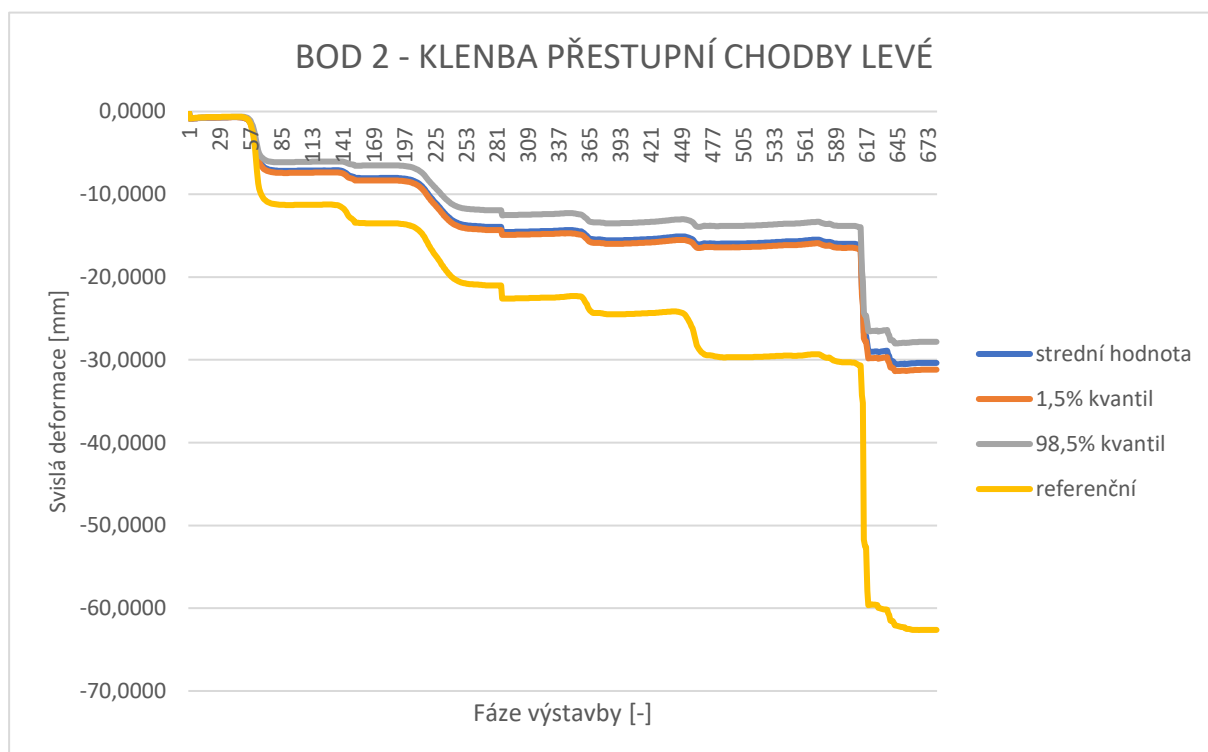


Obrázek 6-2 – Rozmístění sledovaných bodů – 4, 5

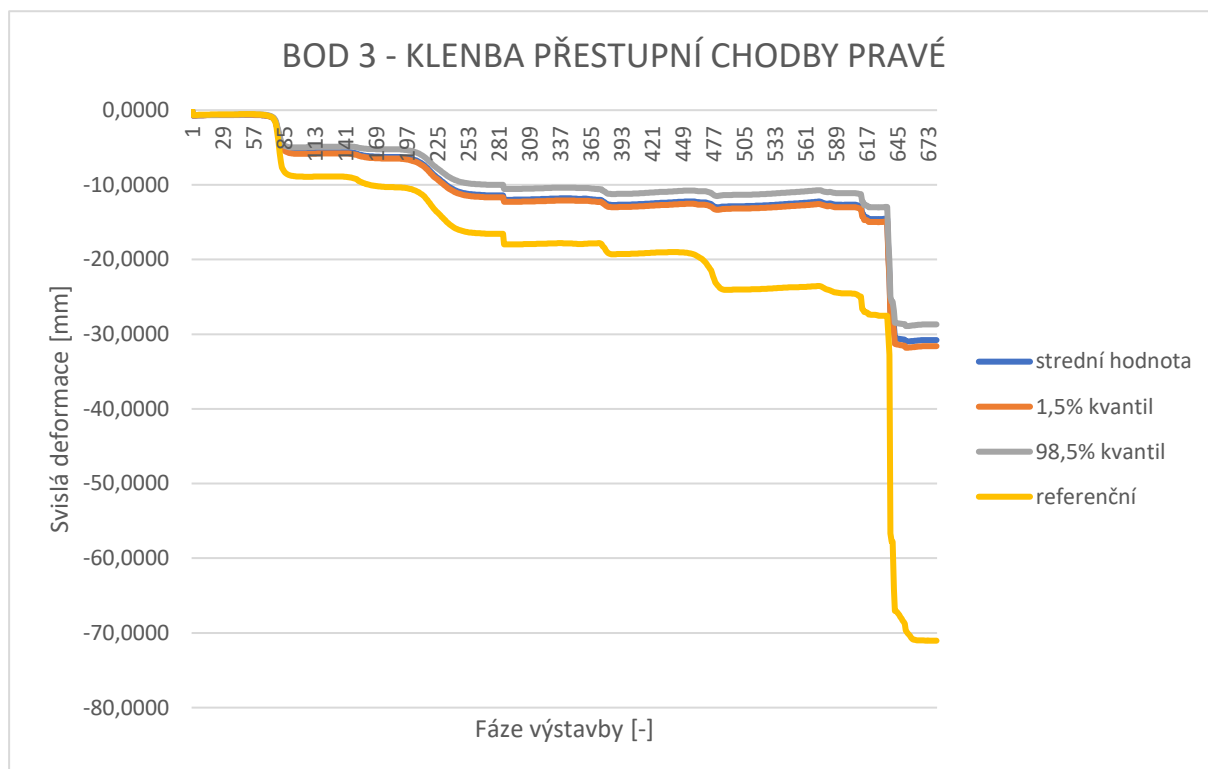
6.1.2 Bod 1 – Klenba stanice



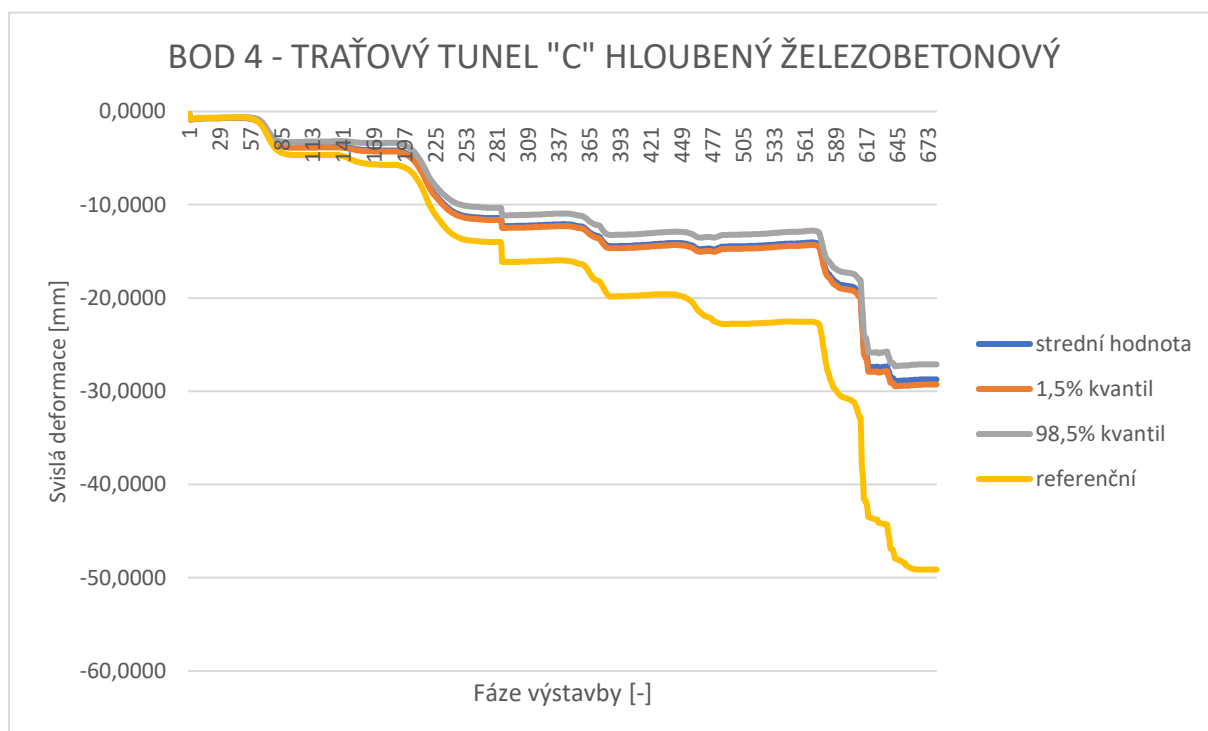
6.1.3 Bod 2 – Klenba přestupní chodby levé



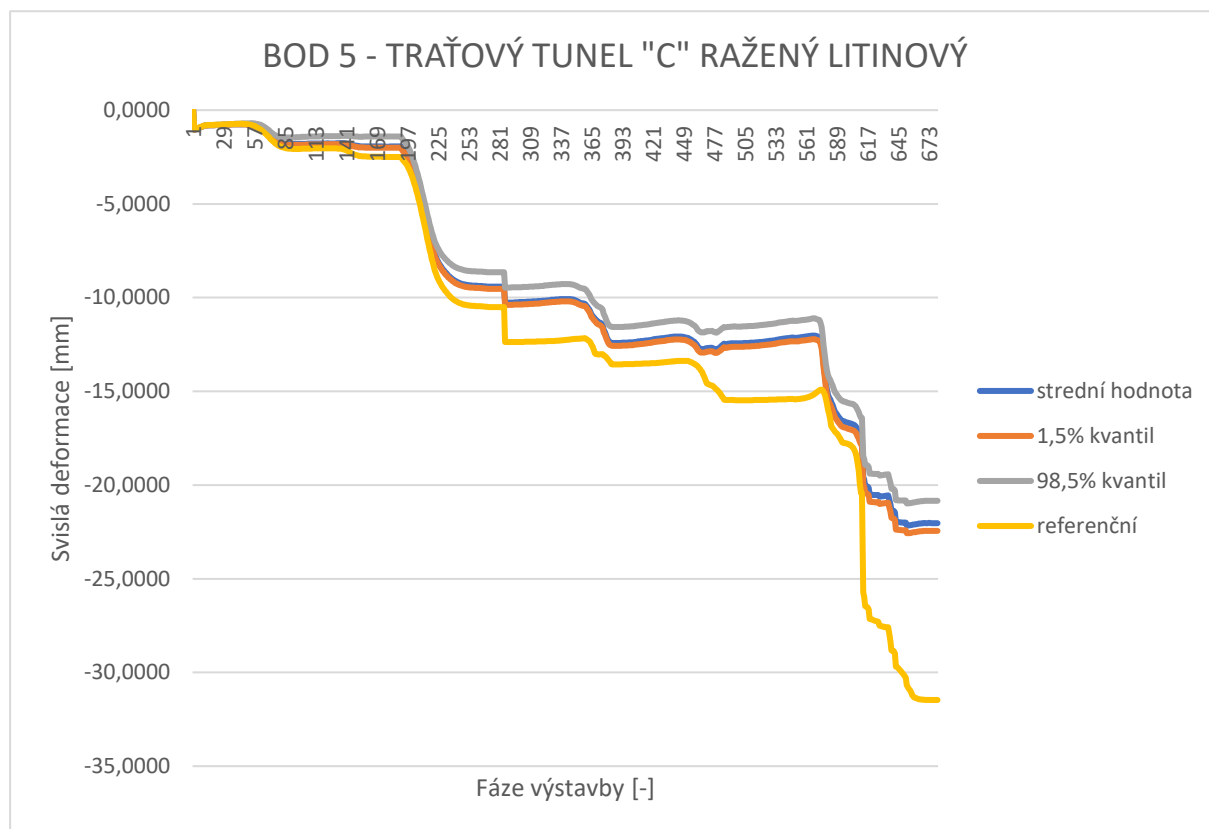
6.1.4 Bod 3 – Klenba přestupní chodby pravé



6.1.5 Bod 4 – Traťový tunel "C" hloubený železobetonový



6.1.6 Bod 5 – Traťový tunel "C" ražený litinový



6.1.7 Souhrnná tabulka výsledných deformací

Injektáže	Hodnota	Bod 1	Bod 2	Bod 3	Bod 4	Bod 5
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
NE	Referenční	-76,7	-62,6	-71,0	-49,1	-31,5
ANO	1,5% kvartil	-44,0	-31,2	-31,6	-29,3	-22,5
	Střední hodnota	-42,9	-30,4	-30,8	-28,7	-22,0
	98,5% kvartil	-40,9	-27,8	-28,7	-27,1	-20,8

Tabulka 28 – Souhrnná tabulka výsledných deformací

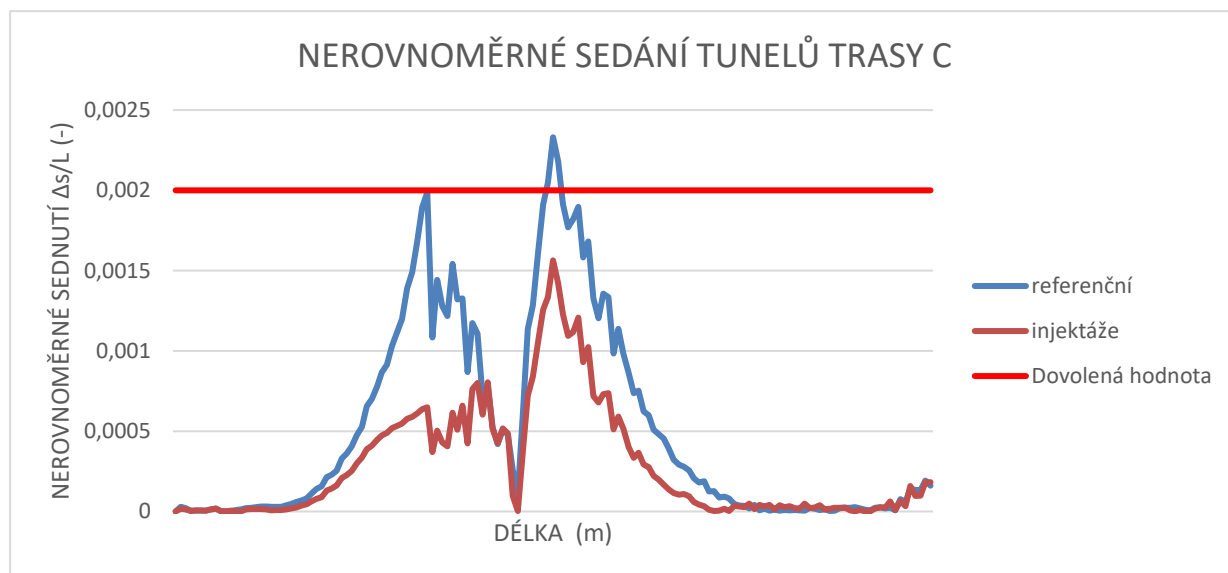
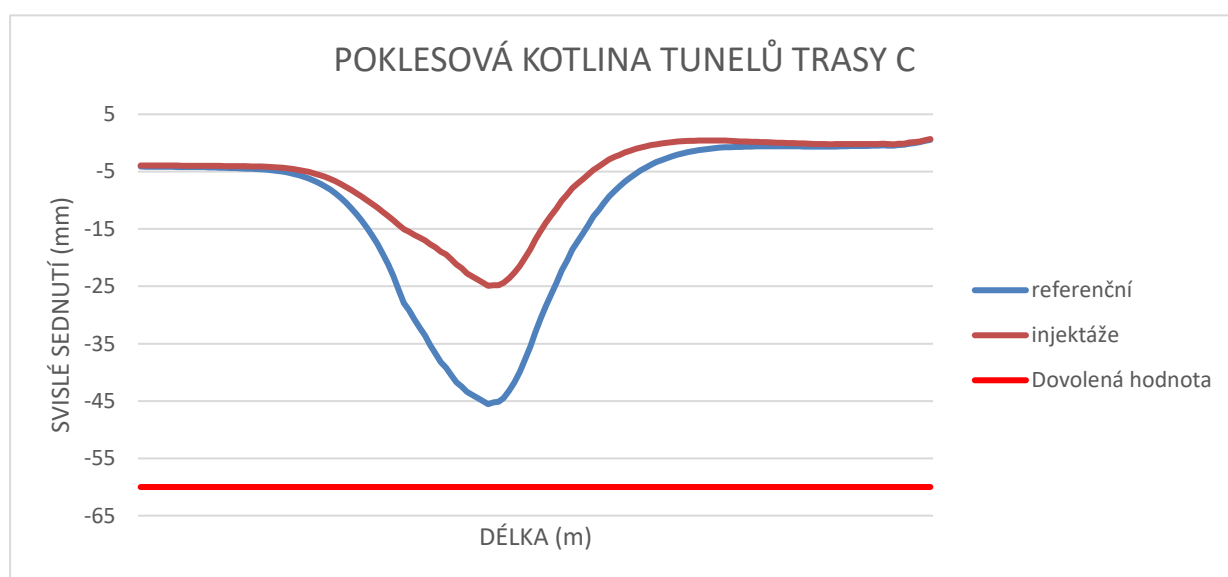
6.1.8 Vyhodnocení výsledných deformací

Z předešlých grafů a tabulky je zřejmé, že proinjektovaná hornina má velice kladný vliv na výsledné deformace ve všech sledovaných bodech. Obecně lze prohlásit, že sledované deformace těchto bodů v proinjektovaném horninovém prostředí jsou cca poloviční oproti deformacím v přirozeně rostlém prostředí.

6.1.9 Vyhodnocení sedání traťových tunelů trasy C

V normě ČSN 73 1001 jsou v příloze č. 9 v tabulce č. 19 (17) uvedeny mezní hodnoty sednutí. Jako druh stavby se tunely nejlépe nabízejí k zařazení do části **Konstrukce – železobetonové staticky neurčité konstrukce**. Maximální hodnoty konečného sednutí a nerovnoměrného sednutí u konstrukcí tohoto typu jsou:

- Konečné sednutí – $s_{m,lim} = 60 \text{ mm}$
- Nerovnoměrné sednutí - $\Delta s/L = 0,002$



Z přiložených grafů skutečně očekávaného průběhu poklesové kotliny a nerovnoměrného sedání traťových tunelů trasy C jasně vyplývá, že velikost celkového poklesu u obou typů výpočtů nepřekročí požadované normové hodnoty, avšak u nerovnoměrného sedání splní normové požadavky pouze výpočet, ve kterém je uvažováno s proinjektovanou horninou.

Výpočet, ve kterém je uvažováno s přirozeně uloženou zeminou, požadavek na maximální poměr nerovnoměrného sednutí $\Delta s/L = 0,002$ **NESPLŇUJE**. Z tohoto důvodu je nutné před ražbou staničního tunelu provést vylepšení pevnostních a deformačních parametrů u hornin geotechnického typu SP6.

6.2 Závěrečné zhodnocení

Je nezbytně nutné provést doplňující geologický průzkum včetně všech injektážních a geologických pokusů. Pouze potom bude možné odpovědně navrhnout ražbu celé stanice.

Dle předběžných výsledků výpočtů, které vznikly pro tuto diplomovou práci, lze konstatovat, že při použití chemických injektáží bude možné stanici Pankrác D bezpečně vyrazit a neohrozit přitom provoz v tunelech stávající provozované trasy C.

7 Seznam obrázků

Obrázek 1-1 – Celková situace pražského metra	18
Obrázek 1-2 – Situace stanice	19
Obrázek 1-3 – Půdorys – Úroveň nástupiště.....	21
Obrázek 1-4 – Podélný řez osou stanice	22
Obrázek 1-5 – Podélný řez osou přestupních chodeb	23
Obrázek 1-6 – Situace průzkumného díla a traťových tunelů C.....	25
Obrázek 2-1 – Situace průzkumných sond	26
Obrázek 2-2 – Sonda J179, rozplavování povrchu vrtného jádra prouděním výplachového média – viz šipka	28
Obrázek 2-3 – Sonda J121, diabas – typický vzhled vrtného jádra	28
Obrázek 2-4 – Sonda J179, diabas – typický vzhled vrtného jádra. Prostředí diabasů je v obou sondách velice podobné.....	29
Obrázek 2-5 – Sonda J121, Kosovské souvrství – Jílovitoprachovité břidlice s polohami křemenců a křemitých pískovců – typický vzhled vrtného jádra.....	29
Obrázek 2-6 – Sonda J179, Kosovské souvrství – Jílovitoprachovité břidlice s polohami křemenců a křemitých pískovců – výrazně horší výnos i hodnota RQD.....	30
Obrázek 2-7 – Pohled na slabě navětralé vápenité břidlice s polohami zdravých vápenců – Liteňské souvrství.....	31
Obrázek 2-8 – Pohled na rubaninu ze zdravých břidlic a vápenců	31
Obrázek 2-9 – Dobový pohled na stavební jámu pro výstavbu hloubených tunelů metra C	32
Obrázek 2-10 – Sonda J179 – Interval 1,9–5,4 m s polohou dřeva (výdřeva mezi záporami)	34

Obrázek 2-11 – Geotechnický podélný řez (3)	40
Obrázek 3-1 – Výnos z vrtného jádra vrtu J257 – Kosovské souvrství	45
Obrázek 3-2 – Provádění injektáží.....	46
Obrázek 3-3 – Napěněná injektážní hmota CarboStop 41.....	46
Obrázek 3-4 – Presiometrická sonda MÉNARD typu NX o průměru 74 mm	49
Obrázek 3-5 – Výnos z vrtného jádra z vrtu J258.....	51
Obrázek 3-6 – Detailní pohled na injektážní směs v puklinovém systému.....	52
Obrázek 3-7 – Schéma sestavy rozpěrné zatěžovací zkoušky deskou	59
Obrázek 3-8 – Detail sestavy rozpěrné zatěžovací zkoušky deskou	60
Obrázek 3-9 – Vzorový příčný řez blokem smykové zkoušky.....	61
Obrázek 3-10 – Sestava smykové zkoušky s předurčenou plochou porušení podél ploch diskontinuity.....	61
Obrázek 3-11 – Schéma seismického prosvěcování mezi vrty vedenými ze štoly.....	63
Obrázek 3-12 – Výsledky tomografického zpracování seismických měření v ploše mezi vrty (ukázka)	63
Obrázek 3-13 – Seismická sonda do vrtu se 4 snímači.....	64
Obrázek 3-14 – Schéma rozsahu injektáží – Půdorys štol TYP2	65
Obrázek 3-15 – Schéma rozsahu injektáží – Půdorys štol TYP4.....	66
Obrázek 3-16 – Schéma rozsahu injektáží – Příčný řez	67
Obrázek 4-1 – Šestiuzlový trojúhelník.....	71
Obrázek 4-2 – Osmiuzlový obdélník.....	72
Obrázek 4-3 – Desetiuzlový tetraedron	73

Obrázek 4-4 – Patnáctiuzlový pentaedron.....	74
Obrázek 4-5 – Třináctiuzlový pentaedron (pyramida)	75
Obrázek 4-6 – Dvacetiuzlový hexaedron.....	75
Obrázek 4-7 – Lineárně elastický model	76
Obrázek 4-8 – Ideálně pružněplastický model, kde ϵ_e – elastické (pružné) přetvoření [-], ϵ_p – plastické přetvoření [-]	78
Obrázek 4-9 – Základní chování – Mohr-Coulomb.....	78
Obrázek 4-10 – Mohr-Coulombova obálka porušení.....	80
Obrázek 4-11 – Mohr-Coulombova obálka porušení v prostoru	81
Obrázek 4-12 – Mohr-Coulomb modifikovaný - obálka porušení v prostoru.....	82
Obrázek 4-13 – Ukázka zdvihání nadloží stanice při použití materiálového modelu MC.....	85
Obrázek 4-14 – Deformace tunelu při použití 1,1násobku modulu pružnosti	87
Obrázek 4-15 – Deformace traťových tunelů metra C při soudržnosti $c = 300$ kPa	88
Obrázek 4-16 – Princip generace náhodných hodnot metodou LHS	89
Obrázek 4-17 – Úvodní strana programového modulu LHS	90
Obrázek 4-18 – Dialogové okno pro zadávání dat pro náhodnou generaci	91
Obrázek 4-19 – Geotechnický podélný řez (2)	93
Obrázek 4-20 – Směr poruch v zájmové oblasti (14)	94
Obrázek 4-21 – 3D model geologie včetně stávajících i nově budovaných děl	95
Obrázek 4-22 – Zjednodušený 3D model geologie včetně stávajících i nově budovaných děl ..	95
Obrázek 4-23 – Rozmístění sítí ve 3D modelu	99
Obrázek 4-24 – Deformace stanice ve 3D modelu.....	99

Obrázek 4-25 – Rozmístění sítí ve 2D modelu s řídkou sítí	100
Obrázek 4-26 – Deformace stanice ve 2D modelu s řídkou sítí	101
Obrázek 4-27 – Rozmístění sítí ve 2D modelu s hustou sítí	101
Obrázek 4-28 – Deformace stanice ve 2D modelu s řídkou sítí	102
Obrázek 4-29 – Uspořádání ražených děl v modelu A	103
Obrázek 4-30 – Uspořádání ražených děl v modelu B	104
Obrázek 4-31 – Uspořádání ražených děl v modelu C	104
Obrázek 4-32 – Pohled na celý model – 01.....	107
Obrázek 4-33 – Pohled na celý model – 02.....	108
Obrázek 4-34 – Pohled na celý model – 03.....	108
Obrázek 4-35 – Pohled na celý model – 04.....	109
Obrázek 4-36 – Geometrické uspořádání modelu A – 01	110
Obrázek 4-37 – Geometrické uspořádání modelu A – 02	110
Obrázek 4-38 – Geometrické uspořádání modelu A – 03	111
Obrázek 4-39 – Geometrické uspořádání modelu A – 04	111
Obrázek 4-40 – Vzorový příčný řez šachtou	112
Obrázek 4-41 – Těžní šachta a přístupová štola.....	113
Obrázek 4-42 – Vzorový příčný řez přístupovou štolou	113
Obrázek 4-43 – Těžní šachta, přístupová štola a průzkumná štola.....	114
Obrázek 4-44 – Vzorový příčný řez průzkumnou štolou	114
Obrázek 4-45 – Proinjektovaná oblast – Půdorys 1. části.....	115

Obrázek 4-46 – Proinjektovaná oblast – Půdorys 2. části.....	115
Obrázek 4-47 – Proinjektovaná oblast – Řez	116
Obrázek 4-48 – Proinjektovaná oblast – MIDAS GTS NX	116
Obrázek 4-49 – Těžní šachta, přístupová štola, průzkumná štola a její rozšíření	117
Obrázek 4-50 – Vzorový příčný řez průzkumnou štolou s rozšířením	117
Obrázek 4-51 – Těžní šachta, přístupová štola, průzkumná štola a její rozšíření, patní štola ve dně stanice	118
Obrázek 4-52 – Příčný řez staničním tunelem stanice Pankrác D.....	119
Obrázek 4-53 – Geometrické uspořádání modelu B – 01	120
Obrázek 4-54 – Geometrické uspořádání modelu B – 02	120
Obrázek 4-55 – Geometrické uspořádání modelu B – 03	120
Obrázek 4-56 – Geometrické uspořádání modelu B – 04	121
Obrázek 4-57 – Zabetonování štoly – Řez	121
Obrázek 4-58 – Zabetonování štoly – Půdorys.....	122
Obrázek 4-59 – Proinjektovaná oblast – Řez	123
Obrázek 4-60 – Proinjektovaná oblast – MIDAS GTS NX	123
Obrázek 4-61 – Postup výstavby – Ražba levé kaloty	124
Obrázek 4-62 – Postup výstavby – Ražba pravé kaloty.....	125
Obrázek 4-63 – Postup výstavby – Ražba levého opěří a dna.....	126
Obrázek 4-64 – Postup výstavby – Ražba pravého opěří a dna	127
Obrázek 4-65 – Postup výstavby – Ražba střední kaloty	128
Obrázek 4-66 – Postup výstavby – Vybourání vnitřních stěn primárního ostění	129

Obrázek 4-67 – Příčný řez vysokou přestupní chodbou stanice Pankrác D	130
Obrázek 4-68 – Příčný řez nízkou přestupní chodbou stanice Pankrác D	130
Obrázek 4-69 – Geometrické uspořádání modelu C – 01	131
Obrázek 4-70 – Geometrické uspořádání modelu C – 02	131
Obrázek 4-71 – Geometrické uspořádání modelu C – 03	132
Obrázek 4-72 – Geometrické uspořádání modelu C – 04	132
Obrázek 4-73 – Vybourání betonu ve štole geologického průzkumu – Řez	133
Obrázek 4-74 – Postup výstavby – Doražení pravé kaloty	133
Obrázek 4-75 – Postup výstavby – Ražba opěří	134
Obrázek 4-76 – Postup výstavby – Ražení dna	135
Obrázek 4-77 – Rozmístění sledovaných bodů – 1, 2, 3	136
Obrázek 4-78 – Rozmístění sledovaných bodů – 4, 5	136
Obrázek 4-79 – Deformovaný traťový tunel trasy C	152
Obrázek 5-1 – Rozmístění monitorovacích prvků na povrchu	155
Obrázek 5-2 – Rozmístění monitorovacích prvků v raženém díle	160
Obrázek 5-3 – Rozmístění bodů v konvergenčním profilu v těžní šachtě	165
Obrázek 5-4 – Rozmístění bodů v konvergenčních profilech v průzkumné štole	166
Obrázek 5-5 – Rozmístění tenzometrů v průzkumné štole	167
Obrázek 6-1 – Rozmístění sledovaných bodů – 1, 2, 3	169
Obrázek 6-2 – Rozmístění sledovaných bodů – 4, 5	169

8 Seznam tabulek

Tabulka 1 – Traťové tunely metra C	24
Tabulka 2 – Geotechnické typy základových půd – zeminy	41
Tabulka 3 – Geotechnické typy základových půd – horniny	42
Tabulka 4 – Geotechnické parametry základových půd	42
Tabulka 5 – Protokol injektáže – Souhrnné údaje (6)	47
Tabulka 6 – Protokol injektáže – Data injektáží (6)	48
Tabulka 7 – Přehled naměřených presiometrických parametrů (7)	49
Tabulka 8 – Porovnání účinnosti injektáže v hloubce 16,1 m (7)	83
Tabulka 9 – Porovnání účinnosti injektáže v hloubce 18,7 m (7)	83
Tabulka 10 – Vliv změny velikosti odlehčovacího modulu	86
Tabulka 11 – Vliv změny velikosti soudržnosti na deformace traťových tunelů metra C	87
Tabulka 12 – Geotechnické parametry geotechnického typu SP6	93
Tabulka 13 – Geotechnické parametry základových půd zjednodušeného modelu	96
Tabulka 14 – Porovnání výpočtu v software PLAXIS a GEO 5 MKP	96
Tabulka 15 – Vliv velikosti prvků sítě na celkovou deformaci	97
Tabulka 16 – Porovnání velikosti deformace jednotlivých modelů	102
Tabulka 17 – Parametry stříkaného betonu SB C 25/30 – Mladý beton (8)	105
Tabulka 18 – Parametry stříkaného betonu SB C 25/30 – Zralý beton (8)	106
Tabulka 19 – Výpočet parametrů ocelobetonu	107
Tabulka 20 – Data o výpočtu – Model A	138

Tabulka 21 – Data o výpočtu – Model B	142
Tabulka 22 – Data o výpočtu – Model C	146
Tabulka 23 – Hydrogeologické vrty – Poloha a hloubka	160
Tabulka 24 – Extenzometrické vrty – Poloha a hloubka	162
Tabulka 25 – Inklinometrické vrty – Poloha a hloubka	163
Tabulka 26 – Rozmístění konvergenčních profilů v těžní šachtě	164
Tabulka 27 – Rozmístění konvergenčních profilů v průzkumné štole	166
Tabulka 28 – Souhrnná tabulka výsledných deformací	172

9 Citovaná literatura

1. **METROPROJEKT Praha a.s.** Výstavba trasy I.D v Praze. *Provozní úsek I.D3 - Pankrác (mimo) - Náměstí Míru, depo Písnice*. Praha : autor neznámý, 12 2015.
2. **GeoTec - GS, a.s.** Doplnující geotechnický průzkum. *Doplnující geotechnický průzkum - Provozní úsek - Pankrác - Depo Písnice*. Praha : METROPROJEKT Praha a.s., 2017. 17-6840-004.
3. **METROPROJEKT Praha a.s.** Provozní úsek I.D3 metra Pankrác (mimo), Náměstí Míru. *Podrobný geotechnický průzkum pro projekt stavby (DSP) - V. etapa*. Praha : autor neznámý, 2015.
4. **Minova Bohemia s.r.o.** CarboStop 41. *Aplikace - Stavebnictví - Utěsnění*. [Online] Minova Bohemia s.r.o. [Citace: 23. 11 2017.] <http://www.minova.cz/index.php?page=aplikace/stavebnictvi/utesneni.phtml#carbostop-41--carboadd-41>.
5. —. CarboPur WX. *Aplikace - Stavebnictví - Utěsnění*. [Online] Minova Bohemia s.r.o. [Citace: 11. 23 2017.] <http://www.minova.cz/index.php?page=aplikace/stavebnictvi/utesneni.phtml#carbopur-wx>.
6. —. Zkouška injektáže horninového masivu. *Praha, metro D, stanice Pankrác - Zkouška injektáže horninového masivu - Závěrečná zpráva*. Ostrava : Minova Bohemia s.r.o., 2017. 201-255 / SZ4911.
7. **PUDIS a.s.** Výsledky terénních presiometrických zkoušek ve vrtech. *Praha - metro D, Pankrác, injektáže - Výsledky terénních presiometrických zkoušek ve vrtech*. Praha : PUDIS a.s., 2017. S-17-031.
8. **ITA-AITES**. Stříkaný beton v podzemním stavitelství. *Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES - Svazek 3: Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. Praha : Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. Sv. Svazek 3, ISBN 978-80-254-1262-6.
9. **Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví**. ČSN 72 1004 - Presiometrická zkúška. *ČSN 72 1004 - Presiometrická zkúška*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1991. Sv. ČSN 72 1004, 30750.
10. —. ČSN P ENV 1997-3 - Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek. *ČSN P ENV 1997-3 - Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 3:*

Navrhování na základě terénních zkoušek. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2000. Sv. 60086, ČSN P ENV 1997-3.

11. *Pravděpodobnostní analýza metodou latin hypercube sampling.* **Svoboda, Tomáš; Hilar, Matouš, 3G Consult.** 4/2012, Praha : Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z s., 04 2012, Tunel, Sv. 21. ročník, stránky 80-89.

12. *MIDAS - GTS NX - Analysis reference - Elements.* **MIDAS IT.** Soul : MIDAS IT, 2017, Sv. Chapter 3. Elements.

13. *MIDAS - GTS NX - Analysis reference - Materials.* **MIDAS IT.** Soul : MIDAS IT, 2017, Sv. Chapter 4. Materials.

14. **ARCADIS GEOTECHNIKA.** Závěrečná zpráva. *Závěrečná zpráva doplňujícího inženýrskogeologického průzkumu pro SOD 05 - Stanice Veleslavín na trase metra V.A.* Praha : ARCADIS GEOTECHNIKA, 2011. 10 0926-022.

15. **IPR Praha - Institut plánování a rozvoje hlavního města Prahy.** Aplikace inženýrskogeologické mapy. *Aplikace inženýrskogeologické mapy.* [Online] IPR Praha, ČÚZK, 2017. [Citace: 23. 11 2017.] http://app.iprpraha.cz/js-api/app/ig_mapy/.

16. **Melichar, Adam; Urbánek, Tomáš; VŠB-TUO, FAST.** *Semestrální práce - Modelování stavu v okolí dvou kruhových výrubů.* Ostrava : VŠB-TUO, FAST, Katedra Geotechniky a podzemního stavitelství, Předmět - Modelování v geotechnice, 2016.

17. *Homogenizace a modifikace složeného ocelobetonového ostění s časovým nárůstem modulu pružnosti stříkaného betonu.* **Rott, Josef; Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova.** 3/2014, Praha : Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z s., 3 2014, Tunel, Sv. 23. ročník, stránky 53-60.

18. **Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví.** ČSN 73 1001 - Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy. *ČSN 73 1001 - Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1998. Sv. ČSN 73 1001, 31060.